

21121
1



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLAN"

"USO Y APLICACIÓN DE LOS GEOSINTÉTICOS
EN EL CAMPO DE LA INGENIERIA CIVIL"

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

PRESENTA

RAÚL ARRIAGA NUÑEZ

Asesor: Ingeniero Oscar E. Martínez Jurado



Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a difundir en formato electrónico el contenido de mi trabajo

NOMBRE: RAÚL

ARRIAGA NUÑEZ

FECHA: 9 Julio 2003

FIRMA: [Firma]

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Julio de 2003



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

PAGINACIÓN DISCONTINUA

A mis padres y mis hermanos
Por su cariño, sus consejos y apoyo incondicional
reconozco sinceramente que mis logros les pertenecen.

A mi esposa y mis hijos
Son el motor que me guía y el alimento de felicidad
que necesito para seguir hacia delante.

A mis amigos y compañeros
Por que han sido el complemento ideal
en mi formación como ser humano
y como profesionista.

A mis Profesores, Directivos, Jefes y Superiores
Por la educación y conocimientos adquiridos
por sus consejos y enmiendas que sigo aprovechando.

A mí propio niño
Fue un camino muy largo y difícil
pero el empeño fue compensado ampliamente
por el placer de los conocimientos adquiridos
con ellos se sostiene mi cuerpo
mi alma y mi espíritu.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

USO Y APLICACIÓN DE LOS GEOSINTÉTICOS EN EL CAMPO DE LA INGENIERÍA CIVIL

OBJETIVO: Análisis del uso y aplicación de la tecnología de los materiales geosintéticos en el desarrollo de obras y proyectos de la ingeniería geotécnica, ambiental, hidráulica y de transportes.

INTRODUCCIÓN

1. GENERALIDADES	1
1.1 ANTECEDENTES	1
1.2 DEFINICIÓN DE GEOSINTÉTICO	4
1.3 FUNCIONES PRINCIPALES DE LOS GEOSINTÉTICOS	8
1.4 CLASIFICACIÓN DE LOS GEOSINTÉTICOS	13
1.5 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL USO DE LOS GEOSINTÉTICOS	22
2. GEOSINTÉTICOS APLICADOS EN LA INGENIERÍA GEOTÉCNICA	25
2.1 TALUDES DE SUELO REFORZADO	26
2.2 MUROS DE SUELO REFORZADO	43
2.3 CONTROL DE EROSIÓN EN TALUDES	66
2.4 CONSOLIDACIÓN DE SUELOS Blandos	73
3. GEOSINTÉTICOS APLICADOS EN LA INGENIERÍA HIDRÁULICA	78
3.1 FILTRACIÓN Y DRENAJE	78
3.2 IMPERMEABILIZACIÓN DE ESTRUCTURAS QUE CONTIENEN FLUIDOS EN PRESAS, EMBALSES Y CANALES	85
3.3 REFUERZO DE SUELO PARA CONSTRUCCIÓN DE DIQUES	100
3.4 CONTROL DE EROSIÓN EN CANALES NATURALES	106
4. GEOSINTÉTICOS APLICADOS EN LA INGENIERÍA AMBIENTAL	114

4.1	RELLENO SANITARIO	115
4.2	REVESTIMIENTO DE LAGUNAS ARTIFICIALES	133
5.	GEOSINTÉTICOS APLICADOS EN LA INGENIERÍA DE TRANSPORTES	142
5.1	TERRAPLENES EN SUELOS BLANDOS	143
5.2	ESTABILIZACIÓN DE BASES PARA VÍAS FÉRREAS	153
5.3	ESTABILIZACIÓN DE BASES PARA CAMINOS	157
5.4	REFUERZO DE PAVIMENTOS	163
6.	PRUEBAS DE LABORATORIO APLICADAS A GEOSINTÉTICOS	177
6.1	MÉTODOS DE PRUEBA EN LOS MATERIALES GEOSINTÉTICOS	178
6.2	MÉTODOS DE PRUEBA ACEPTADOS POR LA INDUSTRIA	189
6.3	ESPECIFICACIONES PARA EL USO Y APLICACIÓN DE GEOSINTÉTICOS	195
7.	EJEMPLO NUMERICO Y ANALISIS COMPARATIVO	199
7.1	DESCRIPCION Y DATOS TECNICOS	199
7.2	DISEÑO DE TALUD REFORZADO CON MATERIALES GEOSINTETICOS	201
7.3	DISEÑO CON MURO DE RETENCION	226
7.4	ANALISIS COMPARATIVO	237
8.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	244

BIBLIOGRAFÍA

GLOSARIO

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

D

INTRODUCCIÓN

Dentro de los grandes retos del presente siglo está la búsqueda del desarrollo sustentable, para ello es necesario fomentar el desarrollo de nuevas tecnologías dentro de la Ingeniería Civil. Los geosintéticos constituyen la más novedosa manifestación de la ingeniería de materiales y se han convertido en el elemento auxiliar de mayor importancia en el desarrollo de las obras de infraestructura, su mayor aplicación se encuentra en la Ingeniería Geotécnica, Hidráulica, Ambiental y de Transportes. La creciente oferta de productos sintéticos con fines de refuerzo, estabilización de suelos, drenaje, filtración, control de erosión e impermeabilización, como alternativa para sustituir materiales en la construcción, obliga a los ingenieros y ecologistas a familiarizarse con las propiedades, aplicaciones, ventajas y desventajas de estos nuevos materiales.

En el capítulo 1 del presente trabajo se dan a conocer en forma general, sus antecedentes históricos y las características actuales, presentando una clasificación de los mismos en atención a la función que desarrollan como elementos simples o compuestos y evaluando las ventajas que representa su uso sobre los sistemas tradicionales ya que el uso de estos productos no ha sido difundido en su totalidad, ya que esta tecnología actualmente se encuentra en desarrollo.

En segundo término, en los capítulos 2, 3, 4 y 5 se hace un análisis de los materiales geosintéticos como sustitución de los materiales tradicionales en las obras de Ingeniería Geotécnica, Hidráulica, Ambiental y de Transporte y se analiza el aprovechamiento de estos materiales.

En el capítulo 6 se resume la normatividad existente de los materiales geosintéticos, se incluyen métodos de prueba actualmente utilizados en países industrializados, con parámetros mínimos de calidad, que permiten al ingeniero elaborar diseños y aplicaciones para diferentes obras.

Como parte final, en el capítulo 7 se incluye ejemplo numérico del diseño de un talud de terreno de terreno con geomallas y se efectúa una comparativa de esta solución, respecto a la solución tradicional con muro de contención de mampostería y se define la factibilidad de uso.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

H

1. GENERALIDADES

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

1. GENERALIDADES

Dentro de los grandes retos del presente siglo está la búsqueda del desarrollo sustentable. Para ello es necesario fomentar el desarrollo y aplicación de nuevas tecnologías para prevenir la contaminación del agua, los suelos y el aire.

Uno de los avances tecnológicos más importantes en este campo es el empleo de materiales geosintéticos. Este tipo de materiales ha tenido un desarrollo tan importante, que hoy en día se cuenta con materiales con características de resistencia similares y en ocasiones superiores a las del acero, pero con la ventaja de ser resistentes a la corrosión. Dentro de las ventajas de su uso se tiene una nueva dimensión de eficiencia a los diseños constructivos, ya que a partir de materiales sintéticos se pueden obtener productos totalmente inertes y no biodegradables siendo así posible su empleo en los ambientes más agresivos químicamente hablando. Es por ello que los problemas de contaminación, tanto de agua y suelos, toman otro giro al existir otras alternativas de materiales, distintos a los tradicionales.

La creciente oferta de productos sintéticos y asfálticos con fines de drenaje, filtración, control de erosión e impermeabilización, como alternativa para sustituir materiales naturales en la construcción, obliga a los ingenieros y ecologistas a familiarizarse con las propiedades, aplicaciones, ventajas y desventajas de estos nuevos materiales.

1.1 ANTECEDENTES

Dentro de los primeros problemas con los que se enfrenta la ingeniería al proponer alternativas para la construcción de cualquier estructura (edificación, carreteras, obras marítimas, etc.), y que en la mayoría de los casos puede llegar a regir el diseño, son las características del suelo. Debido a que cualquier estructura se basa en su cimentación, es de vital importancia analizar los problemas que puede ocasionar un suelo con características deficientes, como en el caso de los suelos blandos con baja capacidad de carga, poca resistencia al corte, alta compresibilidad y grandes contenidos de agua.

Muy cierto es que existen diversos métodos tradicionales para solucionar este tipo de problemas, pero también es cierto que estas alternativas acarrearán costos altos; ya sea por la necesidad de emplear infraestructura sofisticada (uso excesivo de maquinaria pesada), por el hecho de recurrir a secciones muy grandes para la distribución de esfuerzos, por procedimientos constructivos, por los tiempos tan grandes que se requieren para la ejecución y/o la poca duración de la obra.

Basándose en esta serie de problemas, el desarrollo de la tecnología ha enfocado sus esfuerzos para obtener materiales que ayuden a solucionar estas dificultades, de forma más económica, con alternativas más estables y duraderas.

Es por ello que, desde la antigüedad, se han colocado materiales naturales como pieles o fibras vegetales sobre suelos muy blandos, con la finalidad de reforzarlos para mejorar sus propiedades mecánicas y evitar la incrustación de materiales gruesos en la construcción de caminos, bordos, chinampas, etc. Este procedimiento es antiguo, ya que desde hace 3000 años los babilonios utilizaron ramas entrelazadas de palmera para reforzar sus construcciones. La gran muralla china construida hace más de 2000 años contiene algunas secciones donde la arcilla y la arena fueron reforzadas con ramas. En 1822, el Coronel Pasley introdujo a la armada británica una forma de refuerzo de suelos, demostrando por medio de pruebas que la presión lateral en un muro de contención podía reducirse si el relleno era reforzado con capas horizontales de maleza, madera o lona.

El empleo de telas con estos fines se inicia en el presente siglo, en la década de los años 60's. Los primeros geosintéticos fabricados específicamente para obras de ingeniería aparecen a principios de los años 70's; se adoptan entonces los términos geotextil y geomembrana como denominación de materiales elaborados con polímeros que se emplean en la geotecnia. Actualmente, los geotextiles son usados para reforzar muros de contención, laderas con pendiente elevada y dramáticas construcciones hechas por cuerpos de ingenieros en suelos tan blandos que ni siquiera un hombre podría caminar en ellos.

Asimismo el concepto de filtración y su desarrollo histórico es un antecedente importante que explica el hallazgo de bancos de grava naturales bien graduados, los cuales se han usado como

materiales de filtro desde hace muchísimo tiempo. La depuración de las aguas haciéndolas pasar a través de filtros de grava o de suelo, parece ser un método obsoleto, aunque todavía se usa. La idea de sistematizar el proceso se atribuye a Terzaghi y a Casagrande en los años 30's y fue retomado poco después por Bertram en 1940. El concepto de filtros de suelo ha sido llevado con éxito en la aplicación de los geotextiles, ahora con mayores beneficios de costo, control de calidad y eficiencia.

Por otro lado se han formado barreras impermeables que sirven para contener lixiviados y evitar su migración. Estas membranas han sido fabricadas utilizando suelos poco permeables de tipo arcilloso. Los acueductos romanos fueron impermeabilizados de manera semejante y su tecnología prevaleció por muchos años. Las membranas hechas de productos de asfalto y otros cementantes se han usado desde 1900, pero el material de hule sintético comenzó a utilizarse a partir de 1940, en que se empezaron a producir los polímeros. En la actualidad, el uso de esos materiales tipo membrana son obligatorios de acuerdo a las normas de la Agencia de Protección Ambiental (EPA) en los Estados Unidos de América y la Secretaría de Desarrollo Social (SEDESOL) en México.

El uso de la tecnología de las materias plásticas asume un aspecto cada día más sofisticado y la aplicación de materiales con base polimérica en la Ingeniería Civil, está en constante expansión. Así surgen los geosintéticos, término usado para definir una amplia variedad de productos plásticos usados en ingeniería y arquitectura, como una alternativa o complemento a los materiales tradicionalmente usados. Son tan variados estos productos, tan diversas sus aplicaciones y ha sido tan acelerada su evolución, que da la impresión de que no se ha dispuesto del tiempo suficiente para evaluar más eficientemente el comportamiento de estos materiales.

A partir de los años 80's, se desarrollan las georedes, las geomallas y los geodrenes, productos que representan la segunda generación de geosintéticos que fueron diseñados para satisfacer necesidades particulares en obras realizadas en todo el mundo.

En la actualidad, existen pocas cosas que se hayan desarrollado con un crecimiento tan rápido y una influencia tan fuerte en tantos aspectos de la aplicación de la Ingeniería Civil como los

geosintéticos. Como ejemplo; en 1970 había 5 ó 6 tipos de geotextiles disponibles, mientras que a principios de los 90's se vendían más de 250 materiales diferentes en los Estados Unidos.

Durante estas dos décadas, la práctica se adelantó a la teoría, por la variedad y cantidad de obras en las que se usaron geoproductos con base en métodos semiempíricos de cálculo. Como toda nueva tecnología, los geosintéticos solo pueden lograr credibilidad y respetabilidad a través de un proceso largo y laborioso consistente en numerosos estudios teóricos y experimentales, tanto en el campo como en el laboratorio, hasta que se defina progresivamente una metodología racional de diseño. Por lo que las metodologías de diversas áreas se combinan para estudiar el comportamiento conjunto de los geosintéticos y de los suelos. Día a día, es más necesario que especialistas en mecánica de suelos, químicos, biólogos, agrónomos, ingenieros textiles y expertos en sofisticadas técnicas de medición laboren interdisciplinariamente, para comprender mejor la interrelación entre materiales plásticos y naturales con el fin de elaborar nuevos productos, teorías de diseño, pruebas de control y metodologías de aplicación, lo cual es imprescindible debido al aumento de uso de productos sintéticos en obras de ingeniería.

1.2 DEFINICIÓN DE GEOSINTÉTICO

Gracias a los desarrollos tecnológicos en la mecánica de suelos, ahora es posible estudiar tanto la composición como el comportamiento de los diversos tipos de suelo, a la vez que se ofrecen soluciones para controlar sus propiedades físicas, mecánicas e hidráulicas. Algunas soluciones basadas en los geosintéticos son utilizadas para mejorar las condiciones del suelo o de los ecosistemas y son aplicadas en las ramas de la ingeniería geotécnica, ambiental, hidráulica y de transporte.

Para un mejor conocimiento de los materiales geosintéticos, resulta pertinente definir los conceptos con los cuales se les ha designado en su estudio, términos que son de uso común en la práctica profesional.

El término geosintético es un vocablo de reciente aceptación que comprende a un conjunto de materiales sintéticos, manufacturados en forma de lienzos, tiras o paneles que se clasifican con

términos tales como geotextiles, geomembranas, geomallas y muchos otros, denominados geocompuestos o materiales relacionados, incluidos aquellos materiales que actualmente se están desarrollando en el mercado.

El prefiijo geo sugiere a aquellos materiales que están relacionados con aspectos geotécnicos, relativos a la forma, disposición y estructura del suelo o las rocas, el término sintético hace referencia a aquellos productos que se obtienen con procedimientos industriales mediante una síntesis química en la que se reproduce la composición y propiedades de algunos materiales naturales. Los geosintéticos constituyen aquellos productos que son elaborados para satisfacer necesidades de soluciones particulares para el diseño de obras de ingeniería, relacionadas con el mejoramiento, soporte y estabilidad de los suelos.

1.2.1. PROCESOS DE FABRICACIÓN DE LOS GEOSINTÉTICOS

Las metodologías de diversas áreas se combinan para comprender mejor la interrelación que existe entre los productos plásticos y los materiales naturales, en el uso de geosintéticos destaca la participación de ingenieros en mecánica de suelos e ingenieros químicos, que se unen para estudiar el comportamiento conjunto de estos materiales y su relación con los suelos. los especialistas de mecánica de suelos requieren este tipo de materiales para las soluciones de ingeniería y los técnicos de química elaboran y desarrollan nuevos y mejores materiales sintéticos por medio de procesos químicos de polimerización.

Los geosintéticos son productos industriales elaborados a partir de polímeros derivados del petróleo, que son compuestos químicos o sintéticos formados por una reacción química de polimerización en la que dos o más moléculas se combinan para formar otra, normalmente se les conoce como plásticos y en su proceso de manufactura se presentan en forma de fibras, filamentos y membranas, los productos así obtenidos poseen propiedades peculiares como son: ligereza, ductilidad, maleabilidad, resistencia química, resistencia mecánica, bajo peso y pueden incrementar su resistencia mecánica mediante tratamientos térmicos y de pretensión.

Como se mencionó anteriormente, se distinguen tres tipos principales de geosintéticos: los

geotextiles con tejidos entrelazados y/o con amarres por cohesión y adhesión, que se caracterizan por su alta permeabilidad, similar a la de los materiales granulares; las geomembranas con elementos de poco espesor y muy baja permeabilidad y las geomallas de plástico con elementos en lienzo que tienen características similares a las de los materiales tejidos, con capacidad para soportar esfuerzos de tensión en una y dos direcciones.

Enseguida se describen brevemente los materiales utilizados para la fabricación de los geosintéticos y los procesos de manufactura de los mismos.

1.2.1.1. FABRICACIÓN DE LOS GEOTEXTILES

Para la fabricación de geotextiles los polímeros más empleados son el polipropileno, poliéster, la poliamida o nylon y el polietileno en redes, estos plásticos se transforman primero en filamentos y mediante el proceso textil se forman telas de diferentes características, según el proceso básico que a continuación se describe:

El plástico obtenido por polimerización con apariencia de polvo se mezcla con algunos agentes que mejoran su procesabilidad y otros que de alguna manera modifican sus propiedades finales, sometiéndose posteriormente a un proceso de extrusión, que consiste en hacer pasar los gránulos de plástico por un cañón metálico en cuyo interior gira un tornillo sin fin, el cual mezcla, funde y comprime el material, transportándolo de un extremo a otro del cañón, la masa fundida se somete a temperaturas gradualmente mayores, el plástico fundido es obligado a pasar a través de una salida que tiene la forma deseada, produciendo filamentos de sección transversal plana o cilíndrica, que posteriormente se utilizarán para formar los tejidos.

1.2.1.2. FABRICACIÓN DE LAS GEOMEMBRANAS

Para la fabricación de las geomembranas se emplean polímeros como el asfalto, polietilenos de alta y baja densidad, cloruro de polivinilo, polietileno clorado, polietileno cloro sulfurado, policloruro de vinilo plastificado, hule butilo, policloropreno o neopreno y otros, los cuales se transforman en láminas sintéticas, se producen en diferentes espesores y anchos a partir del

proceso de extrusión ya conocido, o bien a partir del proceso de calandreo que consiste en generar la laminación aplicando presión y calor con rodillos, o bien con el proceso de impregnación de un sustrato utilizando el polímero en forma líquida, en algunas ocasiones la geomembrana se refuerza con mallas tejidas para mejorar su estabilidad dimensional o incrementar su resistencia y módulos geométricos y de elasticidad, en la figura 1.2.1 se muestra el proceso de calandreo para la fabricación de las geomembranas.

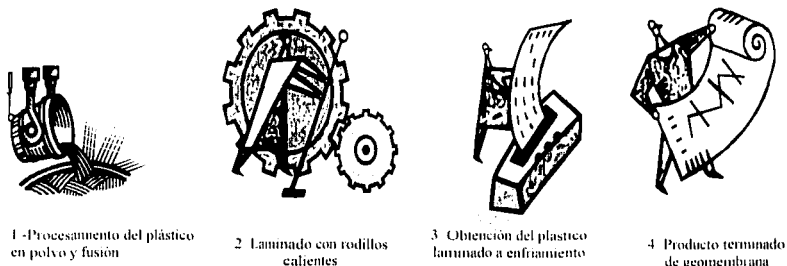


Figura 1.2.1 Fabricación de geomembranas por el proceso de calandreo

1.2.1.3. FABRICACIÓN DE LAS GEOMALLAS

Para la fabricación de geomallas se utilizan láminas de polietileno de alta densidad y propileno, su proceso se inicia mediante la perforación de hoyos en la lámina para posteriormente someter el material a calentamiento y orientación mediante rodillos giratorios en serie que jalan el material obligándolo a elongarse en el sentido de la tracción. Los rodillos giran a velocidades mayores a medida que la lámina avanza de un rodillo al siguiente, de esta manera se produce un incremento en la resistencia y el módulo del material, de tal manera que la forma de las perforaciones le proporciona una resistencia importante en una o dos direcciones, efectuándose durante su fabricación una orientación molecular que le proporciona a la estructura una resistencia a la tensión semejante a la del acero.

1.3. FUNCIONES PRINCIPALES DE LOS GEOSINTÉTICOS

La función de los geosintéticos como solución para obras de Ingeniería Civil se basa en los criterios usuales y en las características principales del producto. En los sistemas geotécnicos la función de un geosintético se refiere al papel específico que realiza en una estructura de suelo-geosintético. En esta sección se hará énfasis a las diferentes funciones a considerar para cada aplicación.

Las funciones de los geosintéticos son múltiples en una obra de ingeniería, por lo que en la tabla 1.3.1 se expresan las funciones principales y secundarias dependiendo de la aplicación de los mismos: separación, filtración, drenaje, refuerzo, protección e impermeabilización.

Tabla 1.3.1 Funciones principales y secundarias

Campos de aplicación	Funciones del geosintético					
	Separar	Filtrar	Drenar	Reforzar	Proteger	Impermeabilizar
Caminos						
Reasfaltado	+	0	0	0		
Construcciones ferroviarias				0		+
Construcciones hidráulicas	+	+				
Drenajes	0	+				
Campos deportivos	0	+	0			
Terraplenes	+	+				
Drenes verticales	+	0	0	0		
Muros de contención		+	+			
Túneles			0	+		
Depósitos de líquidos y desechos			+		+	
Capas aplicadas en terrazas			0	0	+	
Capa aplicada en bases de caminos no pavimentados	0	+	+			
Capa aplicada en bases de superficies pavimentadas	0	+	+			
Aplicación sobre carpetas asfálticas	0	+	0			
Capa de soporte de basalto en vías férreas			0			+
Sistema de drenajes	0	+	+			
Control de erosión	+	+	0	0		
Revestimiento de canales	+	0	0	0	0	
Protección de taludes	+	+	0	0	0	
Protección de orillas de ríos, lagos o mares	+	+	0	0	0	
Protección de geomembranas en rellenos sanitarios y lagos	+	+	0	0	0	
Protección de socavación de puentes			0	0	+	
Taludes y muros de contención	+	0	0	0	0	
Encapsulado en rellenos de obras hidráulicas	0	0	+	0		
Filtro entre el relleno y muro de gaviones	+	0	+	0		

+: Funciones principales

0: Funciones secundarias

Fuente: Polímeros y Derivados, www.polimeros.com

1.3.1. FUNCIÓN PRINCIPAL DE SEPARACIÓN

La función de separación consiste en evitar o minimizar la mezcla de dos capas de suelo de diferentes propiedades físicas como granulometría, textura, consistencia, densidad, etc. Existen dos aspectos importantes que se deben considerar al colocar un geosintético, primero se pretende evitar en forma permanente la mezcla del material evitando pérdidas de espesor entre las capas de suelo y segundo, prevenir la contaminación de algunas de las dos capas de suelo involucradas, como se muestran en la figura 1.3.1; por lo que la función principal de un geosintético es su capacidad de retención y su durabilidad, en el medio donde se instale.

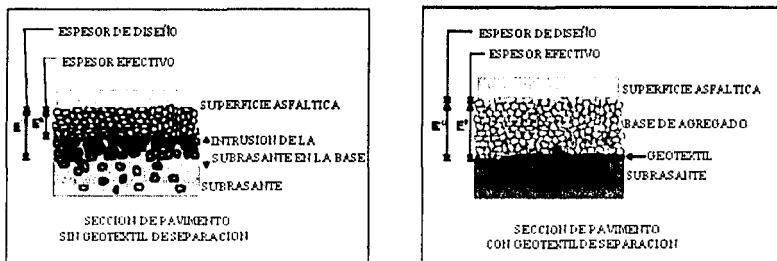


Figura 1.3.1 Separación de material, cuando es necesario prevenir la contaminación de partículas finas

1.3.2. FUNCIÓN PRINCIPAL DE FILTRACIÓN

La función de filtración consiste en la retención de finos, mientras permite el paso del agua, evita la migración de partículas de suelo al fluir el agua del estrato de grano fino al estrato de grano grueso, como se puede apreciar en la figura 1.3.2. El geosintético debe garantizar la estabilidad mecánica e hidráulica del filtro durante la vida útil de la obra. Si el diseño es apropiado, los geosintéticos pueden ofrecer comportamiento comparable al de los grandes volúmenes de materiales granulares graduados a menor costo, ya que proveen características de filtración consistente y se instalan fácilmente. El funcionamiento de los geosintéticos como filtros ha sido analizado por diversos autores, entre ellos Bell y Hicks (1980-1982).

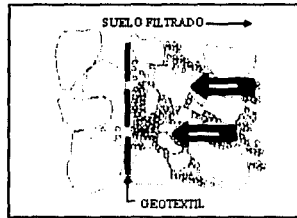


Figura 1.3.2 Retención de partículas finas

1.3.3. FUNCIÓN PRINCIPAL DE DRENAJE

El geosintético utilizado como drenaje, tiene la capacidad de retener el suelo mientras se permite la conducción de líquidos y gases dentro de su plano, como se muestra en la figura 1.3.3. El espesor debe ser suficiente para que trabaje bien mecánicamente al aumentar la tensión normal. Se debe prever el taponamiento del dren, la resistencia química y el deterioro a largo plazo. Esta función es comúnmente asociada con compuestos geosintéticos, particularmente aquellos que incorporan una red de drenaje o núcleo permeable unido a uno ó ambos lados del geosintético.

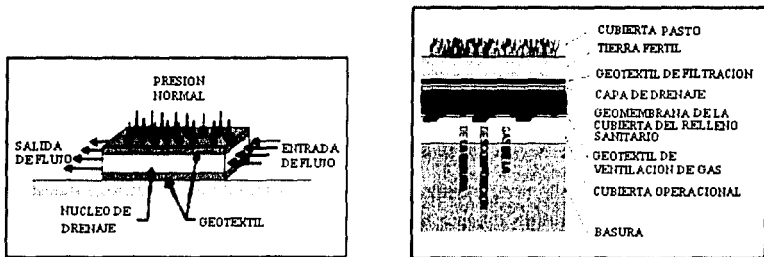


Figura 1.3.3 Drenaje de gases y líquidos presentes en el suelo

1.3.4. FUNCIÓN PRINCIPAL DE REFUERZO

La función del geosintético como refuerzo del suelo, consiste en incrementar su estabilidad

estructural a través de la resistencia a la tensión, el material sintético provoca un incremento de la resistencia al corte del suelo, optimizando el funcionamiento del sistema suelo-geosintético.

Además de absorber tensiones por medio del efecto membrana, favorece la distribución de los esfuerzos de tensión cuando se utilizan capas múltiples del mismo, como se observa en la figura 1.3.4. Por consiguiente el mejoramiento a la capacidad final de la obra es más eficiente. Se debe tener presente que el comportamiento de tensión del geosintético en el suelo aún está en investigación, por lo que se debe actuar con precaución para evitar riesgos.

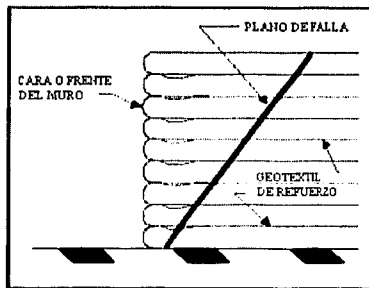


Figura 1.3.4 Refuerzo de suelo

1.3.5. FUNCIÓN PRINCIPAL DE PROTECCIÓN

La función de protección se refiere al uso de geosintéticos para proteger a otro componente dentro de una aplicación contra partículas de roca, escombros, perforaciones, desgaste por abrasión, etc. El geosintético (generalmente grueso) debe brindar protección permanente a otros sintéticos para evitar daños mecánicos durante la instalación y aún después de la construcción del sistema, en la figura 1.3.5 se observa un ejemplo del sistema de protección.

A largo plazo se debe garantizar la absorción de esfuerzos adicionales, la estabilidad química y la resistencia al deterioro durante el período de operación del sistema, así como la compatibilidad con otros materiales sintéticos.

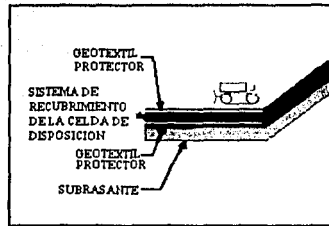


Figura 1.3.5 Uso del geosintético para protección de otro

1.3.6. FUNCIÓN PRINCIPAL DE IMPERMEABILIZACIÓN

La función de impermeabilización se refiere a la prevención del movimiento de un fluido a través del plano del geosintético. Las aplicaciones típicas incluyen el uso de las geomembrana en almacenamientos de agua y rellenos sanitarios.

Un geosintético no tejido también provee la función de impermeabilización cuando se satura con un material impermeable. La aplicación más común de esta función es la repavimentación de caminos, como se muestra en la figura 1.3.6.

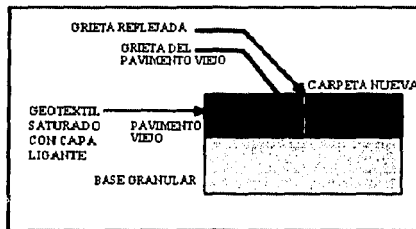


Figura 1.3.6 Aplicación de un geosintético en impermeabilización

Los geosintéticos se aplican en una amplia variedad de obras, como taludes y muros de tierra, control de erosión, almacenamiento, cortinas de presas, canales, sistema de filtración y drenaje, en la disposición de residuos líquidos y sólidos, vías de comunicación y barreras fonoprotectoras.

1.4 CLASIFICACIÓN DE LOS GEOSINTÉTICOS

Como se mencionó anteriormente los geosintéticos son productos elaborados en base a polímeros, los cuales se dividen básicamente en geotextiles, geomembranas y geomallas, sin embargo con el desarrollo de la tecnología de estos materiales se han creado nuevos productos como las geoceldas o los geocompuestos, entre otros.

En la actualidad las aplicaciones principales de estos productos están relacionadas con los trabajos de filtración, drenaje, ferrocarriles, carreteras, refuerzo de terraplenes en suelos blandos, muros de contención, protección de taludes, almacenamiento de desechos, tratamiento y almacenamiento de aguas, rellenos sanitarios, etc.

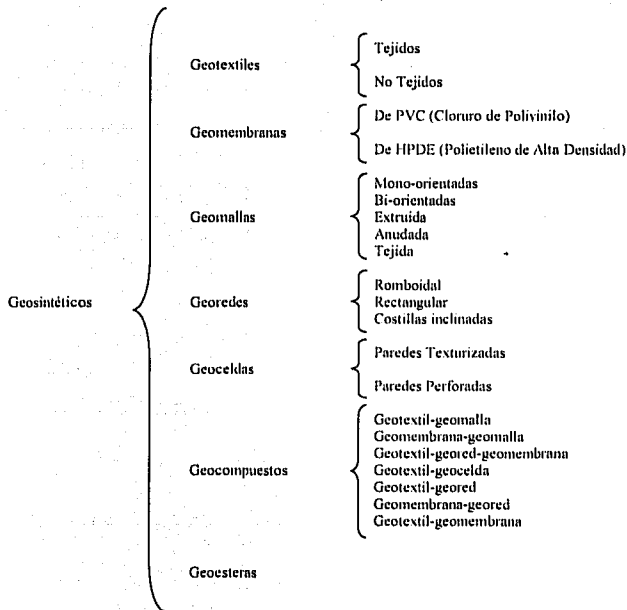


Figura 1.4.1 Clasificación de los geosintéticos



En la figura 1.4.1 se muestra un cuadro sinóptico de la clasificación de los geosintéticos, que a continuación se describen.

1.4.1. GEOTEXTILES

Son fabricados con resinas poliméricas biológicas y químicamente inertes, resistentes a las diferentes condiciones de los suelos. Además son materiales de gran simplicidad de aplicación y de grandes ventajas económicas.

Los geotextiles son materiales de construcción, flexibles y permeables a los fluidos, capaces de retener partículas de suelo mayores que el tamaño de sus poros, que han sido diseñados y fabricados para trabajos de Ingeniería Civil.

De acuerdo con el proceso de fabricación, los geotextiles se dividen en:

- **Geotextil Tejido:** se elabora a base de entrelazar dos o más grupos de fibras, filamentos, cintas u otros elementos en ángulos rectos. Diferentes tipos de fibras son utilizadas para variar los patrones de tejido para los geotextiles. Los tipos de fibras incluyen monofilamentos compuestos por una fibra sencilla, un estambre de multifilamentos consistente de varios filamentos continuos sujetos por medio del doblaje o mezcla de las tiras y fibras delgadas cortadas mediante la división de un polímero extruido. Los patrones de tejido utilizados son los tradicionales, teniendo una variación en el número de fibras o estambres por pulgada y la fuerza relativa de las fibras o estambres en las direcciones ortogonales, como se muestra en la figura 1.4.2.

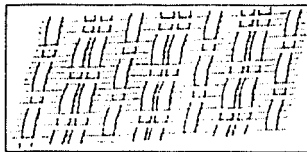


Figura 1.4.2 Esquema de un geotextil tejido

- Geotextiles No Tejidos: se produce por unión (por medios de fricción y/o cohesión y/o adhesión) orientando las fibras en forma ordenada o aleatoria. Las fibras usadas para formar los geotextiles no tejidos son filamentos continuos o fibras cortas. Estas fibras son después pegadas por ciertos procesos tales como: punzonamiento mecánico a través de agujas que entrelazan las fibras físicamente, unión térmica o química que fusiona las fibras adyacentes. El resultado no tejido tiene una orientación aleatoria de las fibras y puede tener un rango de espesores que van desde un fieltro grueso hasta una tela relativamente delgada. Esto se puede observar en la figura 1.4.3.



Figura 1.4.3 Esquema de un geotextil no tejido

El uso de cada uno de ellos depende de la función que debe tener el geotextil, en contacto con el suelo y el tipo de obra a ejecutarse. Las principales aplicaciones son: subdrenajes, estabilización de taludes y laderas, protecciones de membranas, repavimentaciones, estabilización de suelos como refuerzo (caminos, vías férreas, construcciones hidráulicas, drenajes verticales, campos deportivos, terraplenes, túneles, rellenos sanitarios, gaviones muelles, presas, diques y canales).

1.4.2. GEOMEMBRANAS

Están fabricadas por diferentes tipos de resinas: caucho sintético, polipropileno, clorosulfonado, cloruro de polivinilo, polietileno de alta, media y de baja densidad.

Las geomembranas son recubrimientos sintéticos impermeables a fluidos y partículas, que se utilizan en ingeniería geotécnica, ambiental, hidráulica y de transporte.

En el mercado se fabrican las geomembranas de PVC (Cloruro de Polivinilo) y HDPE (Poliétileno de Alta Densidad), las cuales son láminas impermeables que por su composición y características mecánicas y físicas presentan mayor durabilidad y resistencia, al ser fabricadas para contrarrestar los rayos ultravioleta. La figura 1.4.4 nos muestra un tipo de geomembrana.



Figura 1.4.4 Esquema de una geomembrana

Las geomembranas cumplen la función principal de impermeabilización en obras civiles, geotécnicas y ambientales; en trabajos de manejo de desechos sólidos, rellenos sanitarios, lagunas de oxidación, minería, riego, proyectos hidráulicos, canales de conducción, almacenamiento y lagunas de tratamiento de desechos de crudo.

1.4.3. GEOMALLAS

Son estructuras planares poliméricas, unidireccionales o bidireccionales, manufacturadas en forma de lienzo; consisten en un sistema de elementos conectados integralmente, por medio de extrusión, amarres o entrelazados, cuyas aberturas son más grandes que los elementos que la forman.

Por su proceso de manufactura se dividen en los siguientes tipos:

- **Geomalla Mono-orientada:** geomalla que posee más capacidad de soportar los esfuerzos de tensión en una dirección que en la otra, ya sea longitudinal o transversalmente. Son estructuras bidimensionales producidas de polietileno de alta densidad (HDPE), utilizando un proceso de extrusión seguido de un estiramiento mono-direccional. Este

proceso único permite obtener una estructura monolítica con una distribución uniforme de largas aberturas elípticas, que proporcionan gran fuerza de tensión en la dirección longitudinal.

- Geomalla Bi-orientada: geomalla que posee la misma capacidad de soportar esfuerzos de tensión en ambas direcciones, longitudinal y transversal. Son estructuras bidimensionales fabricadas de polipropileno, químicamente inertes, con características uniformes y homogéneas, producidas mediante extrusión y posteriormente estiradas longitudinal y transversalmente.

En la figura 1.4.5 se muestra un esquema de la geomalla mono-orientada y bi-orientada

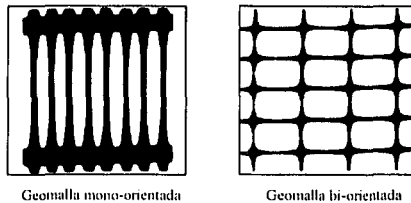


Figura 1.4.5 Esquemas de las geomallas

- Geomalla Extruida: geomalla producida mediante estiramiento uniaxial (aberturas en forma de elipse) o biaxial (aberturas en forma cuadrada o rectangular), extruida de forma integral.
- Geomalla Anudada: geomalla producida mediante amarres generalmente en ángulos rectos, de dos o más juegos de hebras u otros elementos.
- Geomalla Tejida: geomalla producida mediante el entrelazado de dos o más filamentos u otros elementos, que forman generalmente ángulos.

Las geomallas están diseñadas específicamente para refuerzo de suelos, proveen características controladas, comportamiento uniforme, variabilidad limitada y gran durabilidad. Su aplicación principal es como refuerzo en estabilización de taludes, gaviones, obras marinas, terraplenes y otros.

1.4.4. GEOREDES

Estructuras planares poliméricas, manufacturadas en forma de lienzo, que consisten en un sistema regular de costillas sobrepuestas conectadas integralmente, cuyas aberturas son generalmente más grandes que los elementos que la forman.

La figura 1.4.6 nos muestra el esquema de estos tres tipos de georedes.

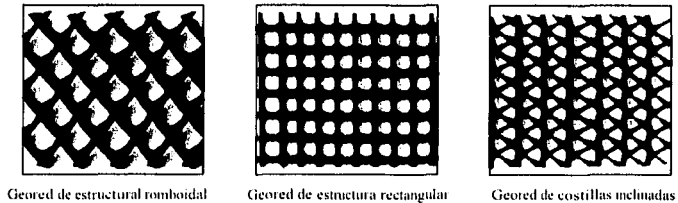


Figura 1.4.6 Esquema de las diferentes georedes

Las georedes pueden dividirse según su geometría en:

- Georedes formadas por una estructura romboidal con dos costillas sobrepuestas, que proveen de gran capacidad de drenaje.
- Georedes formadas por una estructura rectangular para un drenaje unidireccional.
- Georedes compuestas por niveles de costillas inclinadas, interceptadas en direcciones opuestas, las cuales ofrecen alta resistencia a la compresión y trasmisibilidad, además de una alta capacidad de drenaje.

Dentro de las funciones principales de las georedes destacan: la distribución de cargas, regularización del lugar, protección mecánica de las geomembranas en contacto con desechos, drenaje de líquidos y gases presentes en el suelo bajo las geomembranas, drenaje de las pérdidas accidentales de la impermeabilización primaria (cuando se usa la técnica de doble impermeabilización), drenaje de filtrados y de las aguas encima de la impermeabilización primaria.

1.4.5. GEOCELDAS

Productos fabricados con polietileno de alta densidad (HDPE) y soldadura ultrasónica que en función del calor logran un material estructural, flexible y durable para formar estructuras celulares y encierros tridimensionales perfectos.

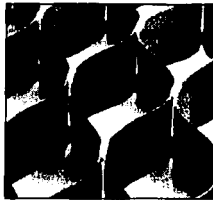


Figura 1.4.7 Esquema de una geocelda

La geocelda es una estructura tridimensional polimérica (sintética o natural), permeable, en forma celular similar a un panal y de espesor variable, como se puede observar en la figura 1.4.7, manufacturada con tiras de geotextiles, geomembranas o geomallas, conectadas por medio de extrusión o adhesión u otros métodos, que se usan en contacto con el suelo, roca o cualquier otro material geotécnico en aplicaciones de Ingeniería Civil.

De acuerdo a sus características se dividen en:

- Geoceldas con Paredes Texturizadas: utilizadas para lograr gran interacción friccional entre las paredes y el relleno.
- Geoceldas con Paredes Perforadas: utilizadas para crear celdas permeables, estables y con gran interacción friccional.

Algunas aplicaciones de las geoceldas son: en caminos de acceso, estabilización de carreteras sobre subrasantes muy blandas, vías férreas para confinamiento del balasto, conducción de tuberías en suelos muy blandos, muros de contención, ampliaciones de vías, control de erosión, canales y estabilidad de taludes.

1.4.6. GEOESTERAS

Estructuras poliméricas con forma de manta manufacturadas, consistentes en fibras, estambres, cintas u otros elementos enredados en forma irregular, como se muestra en la figura 1.4.8, las cuales pueden estar unidas por medios mecánicos o térmicos y son utilizados en ingeniería geotécnica, ambiental, hidráulica y de transportes.

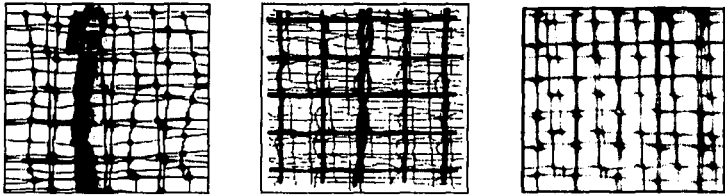


Figura 1.4.8 Esquemas de las distintas geoesteras

En el mercado existen las geoesteras que en base a su estructura tienen las siguientes características:

- Geoestera compuesta por dos capas externas de redes planas, las cuales proporcionan buena resistencia a la tensión y una capa central corrugada mecánicamente, la cual permite a la geoestera mantener su espesor (aproximadamente 20 mm), dándole resistencia a la compresión cuando ésta es cubierta con la tierra vegetal.
- Geoestera similar a la anterior pero con el refuerzo de una geomalla de alta fuerza en poliéster (PET), para aumentar aún más la resistencia a la tensión del geosintético.
- Geoestera compuesta por tres capas de mallas biorientadas de polipropileno (PP). Estas estructuras en general alojan el suelo vegetal y permiten que se afiance el crecimiento de las raíces de las plantas obteniendo un bloque uniforme de vegetación.

1.4.7. GEOCOMPUESTOS

Productos constituidos por dos o más geomembranas o geotextiles o por la combinación de éstos

con otros materiales. en la figura 1.4.9 se muestra un geocompuesto típico de la combinación de geomembrana-geored-geotextil.

Los geocompuestos están formados por materiales poliméricos ensamblados, en donde al menos uno es geosintético, se usa en contacto con el suelo, roca o cualquier otro material geotécnico en aplicaciones de la Ingeniería Civil. Son manufacturados en forma de lienzo o tira y al combinar las características de sus componentes, dan como resultado un sistema multifuncional.

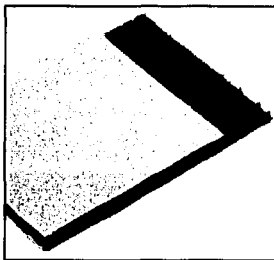


Figura 1.4.9 Esquema de un geocompuesto a base de geomembrana-geored-geotextil

Las combinaciones de geosintéticos son muy variadas algunas de las cuales son:

- Geotextil-geomalla
- Geomembrana-geomalla
- Geomembrana-geored-geotextil
- Geotextil-geocelda
- Geotextil-geored
- Geomembrana-geored
- Geotextil-geomembrana.

Entre las aplicaciones de este tipo de geocompuestos se tienen: descarga controlada, drenaje vertical en sótanos y semisótanos, drenaje de bases en carreteras, plazas, parques, jardines, campos deportivos, balasto en ferrovías, drenaje en muros de contención y drenaje de túneles.

1.5. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL USO DE LOS GEOSINTÉTICOS

El uso de suelos en proyectos de Ingeniería Civil tiene dos vertientes: como material de construcción y como material de cimentación, en ambos tipos de problemas los geosintéticos ofrecen coadyuvar a su solución.

Como ya se mencionó, el término geosintético engloba a un conjunto de materiales sintéticos que la industria ha puesto al servicio de la Ingeniería Civil, como alternativa o complemento de los materiales que se han empleado tradicionalmente.

En las figuras 1.5.1 y 1.5.2 se muestran esquemáticamente ejemplos de algunas ventajas y desventajas del uso de los geosintéticos.

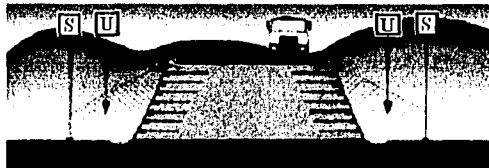


Figura 1.5.1 Disminución en costo de construcción en terraplén
(U relleno ahorrado, S ahorro de derecho de vía)

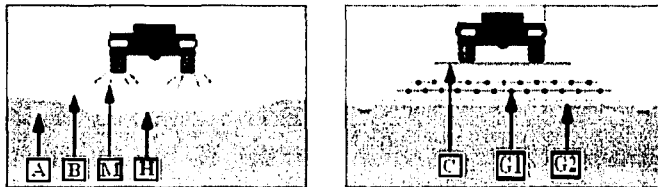


Figura 1.5.2 Mejor distribución de carga
(A suelo blando, B relleno granular, M ruptura del suelo, G1 geomalla, G2 geocompuesto)

Las ventajas del uso de los geosintéticos son muchas, en general disminuyen los costos de construcción al utilizar una cantidad menor de material (concreto, material de relleno, etc.),

reducen los requerimientos de soporte de carga, debido a la gran durabilidad de los geosintéticos se obtiene como resultado un incremento a la vida útil de la obra sin incrementar el costo de la misma, la facilidad de instalación no requiere de mano de obra especializada, los sistemas reforzados con geosintéticos son inertes a los suelos corrosivos y ácidos, el reciclado de estos materiales contribuye con la ecología, al ahorrar hasta el 88 % de la energía que se requiere para producirlos a partir de petroquímicos y conserva los recursos naturales al reutilizar los productos del petróleo. En la tabla 1.5.1 se resumen las ventajas del uso de los geosintéticos.

Tabla 1.5.1 Ventajas del uso de los geosintéticos	
Geosintético	Ventajas
Geotextil	
Geomembrana	No hay impacto ambiental
Geomalla	Disminuye costos de construcción
Geored	Incremento de vida útil de la obra
Geocelda	Optimización de los materiales
Geoestera	Optimización de tiempos de construcción
Geo compuesto	Se pueden reciclar
	Construcción de taludes con mayor grado de inclinación
Geotextil	Reduce peligro de desplazamiento lateral
Geomalla	Construcción de taludes y muros en forma más confiable, rápida, segura y económica
	Ahorro comparado con sistemas de filtro tradicionales
Geomallas mono-orientadas	Inertes a las condiciones químicas y biológicas del suelo
	Solucionan diversos problemas relacionados con todo tipo de material de relleno
Geomalla bio-orientada	Mejor distribución de carga
Geored	Resistente a agentes químicos, tensión, presión, calor y variación de temperatura
Geoestera	Se tiene sustentación del terreno
	Previene el escurrimiento y arrastre del material fino
Geo compuesto	Resistencia a la erosión y corrosión
Geored	
Geo compuesto	Ahorro en costo de almacenamiento y colocación de materiales
Geomalla	
Geocelda	Aumenta capacidad de carga del suelo
Geomalla	Reduce deformaciones
	Posibilidad de diseño y construcción en lugares difíciles
Geomembrana	
Georedes	Facil instalación

En cuanto a las desventajas que presentan los geosintéticos podemos mencionar que en la mayoría de ellos pueden existir productos químicos abrasivos, agentes biológicos que los afecten. La calidad en la fabricación y en su manipulación influirá en el desgaste y envejecimiento, lo cual traerá la pérdida de las propiedades mecánicas, todos presentan algún grado de sensibilidad a la luz ultravioleta. Debido a que la tecnología ha sido poco difundida en México, se requiere para

cualquier diseño un conocimiento adecuado de sus propiedades ya que existen pocas pruebas aceptadas que proporcionen información real sobre ellos. En la tabla 1.5.2 se resumen las desventajas del uso de los geosintéticos.

Tabla 1.5.2 Desventajas del uso de los geosintéticos	
Geosintético	Desventajas
Geotextil	Tecnología poco difundida
Geomembrana	
Geomalla	
Geored	
Geocelda	
Geocelera	Para proyecto y diseño se deben conocer bien las propiedades
Geocompuesto	
Geotextil	Temperaturas altas afectan la resistencia mecánica del material
	Riesgo de taponamiento o colmatación
	Dificultades con los sistemas de juntas
Geomembranas	Dificultades si se coloca en temperaturas bajas y con espesor mayor de 1.5 mm
	En general necesario protegerlas con otro geosintético
Georedes	Tienen que colocarse con algún geotextil o geomembrana
Geoceldas	La colmatación al combinarse con alguna reacción biológica o química puede ocasionar problemas

2. GEOSINTÉTICOS APLICADOS EN LA INGENIERÍA GEOTÉCNICA

24.A

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

2. GEOSINTÉTICOS APLICADOS EN LA INGENIERÍA GEOTÉCNICA

La ingeniería geotécnica se ha ocupado por siempre de los problemas relacionados con las diversas obras civiles, proporcionando soluciones prácticas a los problemas que plantean los suelos y las rocas como materiales de construcción, partiendo de su estratigrafía, de las cargas que se deben soportar y de sus propiedades mecánicas e hidráulicas.

Para la geotecnia es necesario conocer en cada estrato de suelo su resistencia ante esfuerzos de compresión, tensión o corte, también se requiere conocer la deformabilidad de los suelos bajo esos mismos esfuerzos y la permeabilidad al agua en cada uno de los estratos. La geotecnia ha logrado un basto conocimiento cualitativo y cuantitativo de las propiedades de los suelos, se ha auxiliado por métodos experimentales y analíticos, basado en sondeos y pruebas de materiales, de tal manera que se pueden diseñar con seguridad obras de ingeniería como cimentaciones superficiales y profundas, muros de retención, terraplenes, etc. y es posible predecir el comportamiento de esas estructuras durante y después de su construcción.

Las propiedades mecánicas de los materiales geotécnicos se deben tomar en cuenta para obtener un adecuado diseño de las construcciones, de tal manera, que las condiciones de estabilidad y las deformaciones inducidas no dañen a las estructuras o instalaciones colindantes ni a la propia estructura.

El uso de los materiales geosintéticos en la ingeniería geotécnica viene a significar una buena alternativa para proveer al suelo de características más controladas, así como un comportamiento uniforme, estos materiales permiten que las soluciones resulten más confiables, económicas y seguras e inclusive, como se mencionó en el capítulo anterior, contribuyen a que en las obras se reduzca el tiempo de ejecución, así mismo, el uso de los geosintéticos representa además un elemento que refuerza a los estratos de suelo, mejorando sus propiedades mecánicas e hidráulicas. El suelo y los materiales geosintéticos constituyen un elemento compuesto donde la resistencia a la tensión y cortante se incrementan y donde la permeabilidad y la deformabilidad pueden tener un mejor control.

En el presente capítulo se presenta una descripción de los usos y aplicaciones que actualmente se dan a los materiales geosintéticos y del desarrollo que a la fecha se ha obtenido en las obras de ingeniería relacionadas con la estabilidad de taludes, muros de retención, consolidación de suelos y control de erosión, sin descartar que en el futuro seguramente se podrán obtener otras aplicaciones.

2.1. TALUDES DE SUELO REFORZADO

Se puede decir que los taludes de terreno tradicionalmente eran resueltos para inclinaciones pequeñas, alturas no muy grandes o con dimensiones que ocupan gran superficie, con problemas para mantener su estabilidad, por falla del mismo talud, deslaves, socavaciones, deslizamientos, agrietamientos e inclusive daños causados por erosión, en la figura 2.1.1 se muestra el caso más típico de falla de taludes. En la actualidad, el uso de los materiales geosintéticos ha permitido soluciones más prácticas y funcionales comparadas con los taludes construidos con materiales naturales.

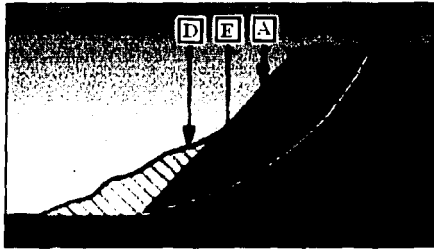


Figura 2.1.1 La falla común en taludes de suelo sin existir geosintético, ocurre cuando en su base se forma un desajuste (A talud, D terreno natural, E superficie de falla)

Algunos geotextiles y geomallas permiten la construcción de taludes con mayor grado de inclinación que el permitido por el grado de reposo natural del suelo, como se muestra en la figura 1.5.1, esto ayuda al uso más eficiente del terreno. En proyectos privados, la cantidad de terreno útil dentro de una parcela dada, se incrementa sin costo adicional para la construcción de un muro de contención; en la construcción de autopistas, las vías pueden ser ampliadas sin

incrementar el derecho de vía reemplazando un talud plano convencional por un plano inclinado reforzado.

El suelo reforzado es una combinación donde se considera al suelo como un material abundante, relativamente económico y con gran resistencia a la compresión, que es mejorado en sus características mecánicas con la inclusión de un material sintético muy resistente a la tensión.

El compuesto resultante de suelo y refuerzo plástico, donde cada uno contribuye con sus propiedades de resistencia a compresión y tensión tiene un comportamiento similar al que se obtiene con el concreto simple y el acero de refuerzo, como se muestra en la figura 2.1.2.

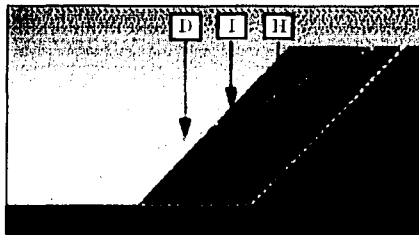


Figura 2.1.2 Refuerzo típico de base y taludes (D terreno natural I talud reforzado H recorte de terreno)

2.1.1. TEORÍA BÁSICA DEL SUELO REFORZADO

Bajo la premisa de aprovechar las propiedades mecánicas del suelo y las propiedades de resistencia y durabilidad de los geosintéticos, en el mundo se han realizado múltiples estudios y proyectos, lo que ha permitido un desarrollo constante en las técnicas de diseño y construcción de suelo reforzado.

La técnica de suelo reforzado está basada en un modelo muy simple (propuesto por Jewell, 1980). En la figura 2.1.3 se muestra dicho modelo donde se considera el elemento suelo como una masa infinita de suelo a la cual se aplica un esfuerzo vertical σ_v y causa una deformación en el elemento y como consecuencia se genera un esfuerzo horizontal σ_h causado por la compresión

lateral sufrida por el suelo adyacente. Horizontalmente el elemento suelo sufre una deformación por tensión C_h , la cual es una de las principales causas de la falla local.

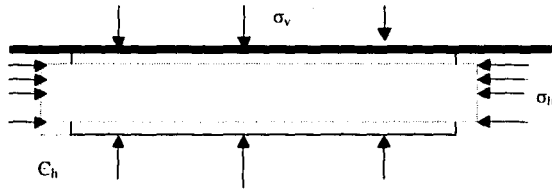


Figura 2.1.3 Esfuerzos y deformaciones en elementos de suelo sin refuerzo

En la figura 2.1.4 se muestra la misma masa de suelo con la inclusión de un elemento de refuerzo, la aplicación del esfuerzo vertical es seguido por la deformación del elemento del suelo y la extensión del refuerzo, esa extensión genera una fuerza de tensión T en el refuerzo, la cual en cambio, produce un esfuerzo horizontal $\hat{\sigma}_h$. Este esfuerzo contribuye a resistir las fuerzas horizontales y reducir las deformaciones horizontales además de proveer un confinamiento con los granos del suelo.

Por esta razón la inclusión de geosintéticos dentro de la masa de suelo reduce los esfuerzos y las deformaciones aplicadas al suelo, y por lo mismo es posible incrementar el esfuerzo vertical σ_v .

En relación con la resistencia al esfuerzo cortante si consideramos una masa de suelo no cohesivo y sin refuerzo los esfuerzos se distribuyen como se indica en la figura 2.1.5, donde el esfuerzo cortante efectivo del suelo es:

$$(\tau_{xy})_{\max} = \sigma_v \tan \phi_{\max} \quad (\text{eq. 2.1.1})$$

donde:

ϕ_{\max} = máximo ángulo de resistencia cortante del suelo

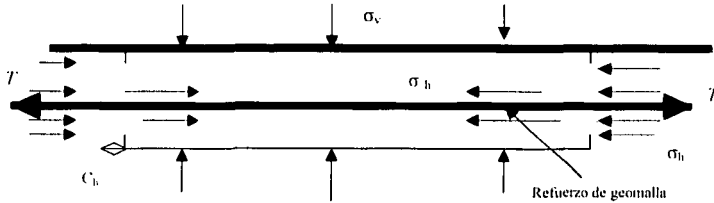


Figura 2.1.4 Esfuerzos y deformaciones en elementos de suelo con refuerzo

Cuando en el elemento suelo se coloca un elemento de refuerzo que forma un ángulo θ con la fuerza cortante, como se muestra en la figura 2.1.6, el estado de esfuerzos se modifica debido a que la tensión T genera un esfuerzo cortante producido por la componente tangencial $T \text{sen } \theta$, mientras que la componente normal $T \text{cos } \theta$ genera otra τ_{yx} causada por el ángulo de fricción ϕ_{\max} en el suelo.

Por lo tanto:

$$(\tau_{yx})_{\max} = \sigma_{yr} \tan \phi_{\max} + \left(\frac{T}{A_s} \right) \cos \theta \tan \phi_{\max} + \left(\frac{T}{A_s} \right) \text{sen} \theta \quad (\text{eq. 2.1.2})$$

donde:

$(\tau_{yx})_{\max}$ = resistencia cortante total

$\sigma_{yr} \tan \phi_{\max}$ = resistencia cortante del suelo

$\left(\frac{T}{A_s} \right) \cos \theta \tan \phi_{\max}$ = esfuerzo de la componente normal de T

$\left(\frac{T}{A_s}\right) \sin \theta =$ esfuerzo de la componente tangencial de T

$A_s =$ área del elemento de suelo

$(\tau_{xy})_{\max} =$ máximo esfuerzo cortante efectivo del suelo reforzado

Así que el esfuerzo normal en el elemento suelo es incrementado por:

$$\sigma^A_y = + \left(\frac{T}{A_s}\right) \cos \theta \quad (\text{eq. 2.1.3})$$

mientras que el esfuerzo cortante máximo que el suelo puede soportar se incrementa.

Por lo anterior se observa que un suelo reforzado permite la construcción de taludes más inclinados y con mejor estabilidad, los cuales se pueden construir inclusive en terrenos de baja capacidad de carga o suelos blandos que hubieran requerido una consolidación preliminar.

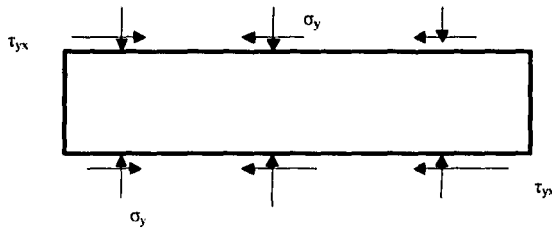


Figura 2.1.5 Esfuerzos cortantes en un elemento suelo sin refuerzo

2.1.2. DISEÑO DE TALUDES REFORZADOS

Para construir un terraplén con taludes pronunciados es necesario proveer al suelo de fuerzas adicionales para mantener el equilibrio, esto se puede lograr colocando capas de refuerzo horizontal en el talud de tal manera que los refuerzos puedan resistir las fuerzas horizontales y de

esta forma incrementar el esfuerzo cortante permisible. Las fuerzas que deben aplicarse para mantener el equilibrio pueden ser traducidas en una fuerza resultante que trabaja en la dirección horizontal que es la dirección de los esfuerzos. Según Jewell (1991) la fuerza resultante T puede expresarse con la siguiente ecuación:

$$T = \frac{1}{2} \cdot K \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (\text{eq. 2.1.4})$$

donde:

H = altura del talud (m)

γ = peso unitario del suelo (kN/m^3)

K = coeficiente de presión de tierra equivalente, el cual depende del ángulo del talud y parámetros de resistencia del suelo c' , ϕ' y del coeficiente de presión de poro r_u

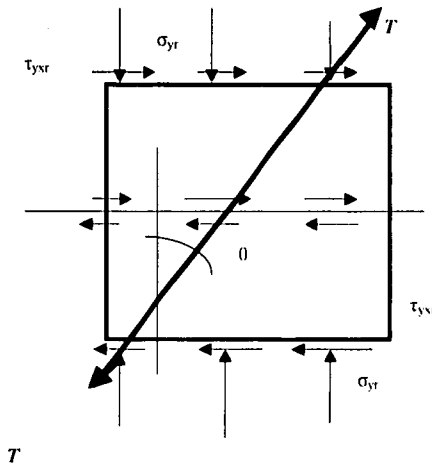


Figura 2.1.6 Esfuerzos cortantes en un elemento suelo reforzado

Con la siguiente ecuación se obtiene el coeficiente de presión de poro:

$$r_u = \frac{u}{\gamma \cdot z}$$

u = presión de poro, c' = cohesión, Φ' = coeficiente de fricción efectiva de suelo y z = profundidad del estrato de suelo considerado.

Para un suelo de relleno uniforme existe un ángulo de talud límite β_{lim} al cual un talud sin refuerzo puede ser construido, para el caso de suelo seco no cohesivo el límite del talud es igual al ángulo de fricción interna de suelo $\beta_{lim} = \Phi$, cuando β se encuentra entre Φ y 90° , K tiene un valor entre 0 y K_a .

donde:

K_a = coeficiente de presión activa del terreno

2.1.3. FUERZAS REQUERIDAS

Las fuerzas requeridas para llegar al equilibrio en un talud de pendiente elevada, deben proporcionar un adecuado margen de seguridad con respecto a cualquier mecanismo potencial de falla y puede ser determinado con un análisis de equilibrio límite que consiste en considerar las posibles superficies de falla en el suelo y comparar en cada una de ellas, los esfuerzos cortantes activos y resistentes del suelo.

El factor de seguridad se calcula como la relación de la máxima fuerza cortante resistente provista por el suelo un instante antes de la falla y la fuerza activa desarrollada en la superficie considerada.

Mediante una extensa investigación es posible encontrar la superficie que permite el mínimo factor de seguridad, mismo que debe ser comparado con el requerido por diseño.

El método de la cuña de dos partes permite determinar las fuerzas requeridas para el equilibrio tomando en cuenta la geometría del talud, las propiedades geotécnicas del suelo, la presión de poro y la sobrecarga.

Las capas de refuerzo se calculan de tal forma que suministren las fuerzas requeridas y es posible definir la envolvente de la fuerza máxima disponible en cada capa, la cual depende de las fuerzas entre el suelo y el refuerzo, de las propiedades del refuerzo y de las deformaciones por tensión compatibles con la funcionalidad del trabajo.

En la figura 2.1.7 se muestra el diagrama de fuerzas requeridas las cuales se deben cubrir con las fuerzas disponibles, el objeto del diseño consiste entonces en proporcionar suficientes capas de refuerzo distribuidas de tal forma que en cada punto de cada capa la fuerza disponible sea mayor que la fuerza requerida, con un predeterminado factor de seguridad.

La fuerza horizontal resultante requerida para el equilibrio puede ser calculada aplicando las mismas fuerzas externas al talud, suponiendo que se encuentra en equilibrio y considerando un valor fijo del esfuerzo cortante en el suelo.

El análisis de los mecanismos potenciales de deslizamiento permite establecer dos superficies particulares dentro del talud que se definen como la línea de fuerzas nulas y la línea de máxima fuerza. la primera define la parte de suelo en donde las capas de refuerzo se requieren para mantener el equilibrio y la línea de fuerza máxima es la que conecta los puntos donde la fuerza requerida es máxima, la cual pasa normalmente por el pie del talud.

Estas dos líneas indican una zona en la cual se requieren fuerzas externas con valores altos y una zona de fuerza requerida decreciente como se muestra en la figura 2.1.7.

La fuerza resultante requerida para lograr el equilibrio a la profundidad bajo la corona del talud en la cual la superficie de falla emerge esta dada por la ecuación:

$$T = \frac{1}{2} \cdot K \cdot \gamma \cdot (z_r)^2 \quad (\text{eq. 2.1.5})$$

donde z_r es la profundidad del suelo reforzado a partir de la corona del talud.

Si consideramos dos superficies de deslizamiento muy cercanas emergiendo a una profundidad d_z una de la otra y asumimos como constante el esfuerzo horizontal σ_r requerido en d_z , tenemos que:

$$\sigma_r = \frac{dT}{dz} \quad (\text{eq. 2.1.6})$$

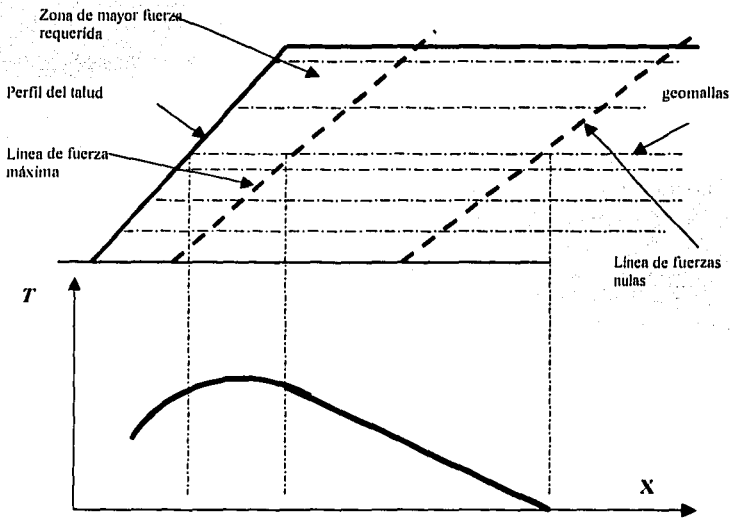


Figura 2.1.7 Distribución horizontal de la fuerza requerida para equilibrio

pero σ_r debe equilibrar el empuje horizontal del suelo σ_h , por lo tanto:

$$\sigma_r = \sigma_h = K \cdot \gamma \cdot z \quad (\text{eq. 2.1.7})$$

Cada capa de refuerzo esta diseñada normalmente para soportar la misma fuerza P ; por lo que:

$$dT = \text{constante} = P \quad (\text{eq. 2.1.8})$$

Para obtener esta fuerza uniforme en el refuerzo debemos establecer el espaciamiento vertical S_v de las capas de refuerzo, para satisfacer la ecuación 2.1.6, sustituyendo la ecuación 2.1.8. tenemos:

$$\sigma_r = \frac{P}{S_v} \quad (\text{eq. 2.1.9})$$

donde:

$S_v = d_z =$ espaciamiento vertical del refuerzo

tomando en cuenta la ecuación 2.1.7 tenemos:

$$S_v = \frac{P}{(K \cdot \gamma \cdot z)} \quad (\text{eq. 2.1.10})$$

De donde se deduce que el espaciamiento vertical es reducido, conforme se incrementa la profundidad z bajo la corona del talud.

2.1.4. FUERZAS DISPONIBLES Y PERMISIBLES

El valor de la fuerza disponible en un punto a lo largo de la capa de refuerzo depende tanto de las propiedades del refuerzo como de los esfuerzos resultantes movilizados, estos últimos son importantes para prevenir dos posibles mecanismos de falla; el deslizamiento directo a lo largo del refuerzo y la extracción del mismo, ambos causados por el empuje del suelo detrás del bloque reforzado como se muestra en las figuras 2.1.8 y 2.1.9.

La resistencia al deslizamiento directo a lo largo del refuerzo es una combinación de los

esfuerzos cortantes en la interfase entre el suelo y el área sólida de los geosintéticos y los ocasionados por el contacto del suelo con el mismo suelo a través de las aberturas del geosintético el esfuerzo cortante resistente esta dado por:

$$\tau_{dh} = \sigma'_n f_{dh} \tan \Phi' \quad (\text{eq. 2.1.11})$$

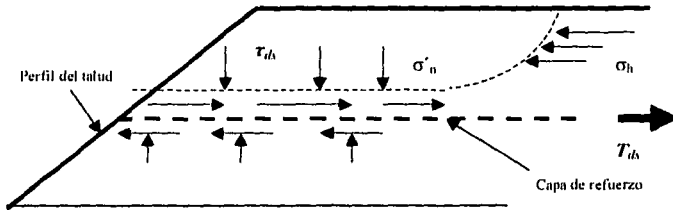


Figura 2.1.8 Deslizamiento directo sobre una capa de refuerzo

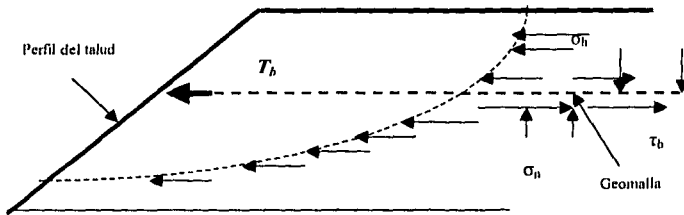


Figura 2.1.9 Extracción del refuerzo

donde :

τ_{dh} = esfuerzo cortante resistente al deslizamiento directo

σ'_n = esfuerzo normal efectivo en el refuerzo

f_{dh} = factor de deslizamiento directo

Φ' = ángulo de fricción del suelo (de pruebas de corte directo)

La fuerza resistente del refuerzo esta dada por:

$$T_{dh} = LB\tau_{dh} \quad (\text{eq. 2.1.12})$$

donde:

L = longitud del refuerzo en la zona de anclaje.

B = ancho del refuerzo en la zona de anclaje.

Los valores típicos del factor de deslizamiento directo f_{dh} para diferentes tipos de suelo se muestran en la tabla 2.1.1.

Material	mínimo a máximo	
Grava	0.95	a 1.00
Arena	0.92	a 0.98
Limo	0.80	a 0.90
Arcilla	0.70	a 0.80

Fuente: Tenax Geosynthetics Division www.tenax.net

En la figura 2.1.9 se muestra el esfuerzo cortante resistente a la extracción del geosintético τ_b que se determina como:

$$\tau_b = \sigma_n' f_{pb} \cdot \tan \Phi' \quad (\text{eq. 2.1.13})$$

donde :

f_{pb} = factor de extracción

La fuerza máxima resistente en el refuerzo será:

$$T_b = 2 \cdot L \cdot B \cdot \tau_b \quad (\text{eq. 2.1.14})$$

Los valores típicos de f_{pu} se muestran en la tabla 2.1.2

Si cada malla debe soportar la misma fuerza de diseño P , la longitud del anclaje es, para los dos casos:

$$L_{ds} = \frac{P}{B \cdot \tau_{ds}} \quad (\text{eq. 2.1.15})$$

$$L_b = \frac{P}{(2 \cdot B \cdot \tau_{ds})} \quad (\text{eq. 2.1.16})$$

La fuerza máxima permisible P la rige la resistencia del refuerzo o la fuerza en el geosintético correspondiente a las deformaciones máximas compatibles con la funcionalidad. La resistencia permisible de los geosintéticos es determinada como una fracción de la fuerza última T_{ult} entre un factor de seguridad del geosintético FS_{gea} , como se muestra en la ecuación 2.1.17.

Tabla 2.1.2 Factor de extracción suelo-geomalla f_{pu}

Material	Mínima	a	Máxima
Grava	0.90	a	1.05
Arena	0.75	a	0.95
Limo	0.70	a	0.90
Arcilla	0.60	a	0.85

Fuente: Tenax Geosynthetics Division www.tenax.net

$$T_{permisible} = \frac{T_{ult}}{FS_{gea}} \quad (\text{eq. 2.1.17})$$

FS_{gea} será obtenido mediante la multiplicación de muchos factores de seguridad parciales (según Koerner, 1994):

$$FS_{geo} = FS_{falla} FS_{construcción} FS_{química} FS_{biológica} FS_{unión} \quad (\text{eq. 2.1.18})$$

Los valores sugeridos para los factores de seguridad de los geosintéticos se resumen en las tablas 2.1.3 y 2.1.4.

Estos valores son evaluados mediante laboratorio, pruebas físicas o bien por las propiedades de los materiales de que están compuestos los geosintéticos, así como, del comportamiento del material durante su colocación, transporte, almacenaje, distribución y finalmente del tipo de suelo que se utilice como relleno.

Tabla 2.1.3 Factores de seguridad $FS_{construcción}$ de geosintéticos

Tipo de suelo	Tamaño de las partículas	FS_n
Limo y arcilla	< 0.06 mm	1.00
Arena fina y media	0.06 a 0.6 mm	1.00
Arena gruesa y grava fina	0.6 a 6 mm	1.00
Grava triturada	6 a 60 mm	1.10
Bulasto y piedras angulosas	6 a 60 mm	1.10

Fuente: Tenax Geosynthetics Division, www.tenax.net

Tabla 2.1.4 Factores de seguridad sugeridas para geomallas

$FS_{unión}$	1.00
$FS_{química}$	1.00
$FS_{biológica}$	1.00
FS_{falla}	2.60 a 2.80

Fuente: Tenax Geosynthetics Division, www.tenax.net

La resistencia de diseño P se valúa como una fracción de la resistencia permisible $T_{permisible}$ entre un factor de seguridad de diseño $FS_{diseño}$ el cual varía entre 1.05 y 1.5.

2.1.5. CRITERIOS DE DISEÑO

En conclusión se puede decir que el problema de diseño para un talud reforzado puede ser planteado de la siguiente manera:

- Definir la geometría del talud.
- Determinar la sobrecarga actuante.
- Obtener las características geotécnicas del suelo.
- Conocer la resistencia de diseño P del material geotécnico a utilizar.
- Determinar la cantidad, la posición vertical y la longitud de las capas de refuerzo para lograr el equilibrio a cada mecanismo de falla posible.
- Cada capa de refuerzo debe proporcionar la fuerza suficiente para soportar el esfuerzo horizontal causado por los empujes del suelo.
- Cerca de la cresta del talud la longitud del geosintético debe soportar por completo la fuerza de diseño P , lo que significa que la longitud de anclaje en la cresta debe ser suficiente para evitar la extracción del geosintético cuando esta sujeta a fuerzas de tensión iguales a P .
- Una longitud insuficiente cerca de la base del talud provocará deslizamiento de la zona reforzada.
- La zona de refuerzo actuando como un bloque rígido deberá ser lo suficientemente grande para resistir el empuje externo sin desarrollar ningún esfuerzo vertical de tensión en la base.

2.1.6. CRITERIOS PARA DETERMINAR LA FUERZA RESULTANTE REQUERIDA

La determinación de la fuerza resultante requerida para el equilibrio es esencialmente un problema de presión de tierra, en tal caso es conveniente utilizar el método de equilibrio límite, basado en el mecanismo de cuña de dos partes, el cual según la figura 2.1.6 consiste en:

- Establecer el nodo de los bloques para determinar el ángulo θ_1 .
- Sistemáticamente variar el ángulo θ_2 imponiendo el equilibrio de fuerzas, calcular la

fuerza requerida T de tal forma que la fuerza máxima requerida se obtenga para cada mecanismo posible, con el previo nodo establecido.

- Repetir el cálculo para todos los posibles nodos hasta que la fuerza resultante máxima requerida T_{max} sea encontrada.

2.1.7. EJEMPLOS DE APLICACION

Actualmente en el país y a nivel mundial existen diversas experiencias en el uso de los geosintéticos, como elementos de refuerzo de los suelos con aplicaciones prácticas y soluciones nuevas a los viejos problemas de estabilidad de taludes, el desarrollo e implementación de estas nuevas soluciones ha sido posible por la participación de los ingenieros civiles y geotecnistas que han estudiado las características de los materiales geosintéticos y se encuentran realizando obras en las cuales es posible aprovechar esos materiales.

A continuación se muestra un reporte fotográfico en el que se muestran algunas de las obras con taludes reforzados donde se han utilizado con éxito los materiales geosintéticos.

En particular, destaca el uso de geosintéticos en taludes naturales al pie de caminos y terracerías, en obras de urbanización o terrenos de cultivo generando terrazas en terrenos con pendiente muy pronunciada y en la construcción de taludes verticales cuando es necesario ocupar parte del terreno al pie del talud.

En la figura 2.1.10 se muestra en forma esquemática el criterio de refuerzo en un talud y en el lado derecho su aplicación práctica en una obra de ingeniería realizada al borde de un camino de terracería, donde se tiene un talud con fuerte inclinación.

En la figura 2.1.11 se muestra en forma esquemática el refuerzo de suelo utilizando terrazas, como solución para terrenos con fuerte inclinación con la finalidad de ampliar las áreas de cultivo. a la derecha se muestra una obra en la que se utilizó este sistema.

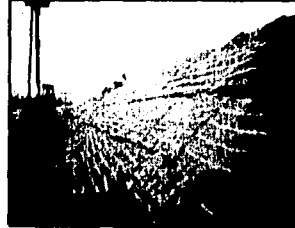
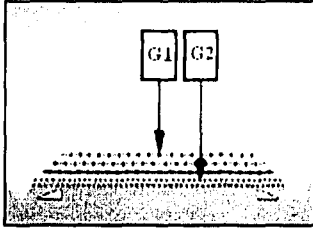


Figura 2.1.10 Refuerzo de taludes a base de geosintéticos (G1 refuerzo de geotextil en capas, G2 refuerzo en la base del talud)

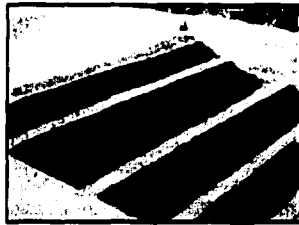
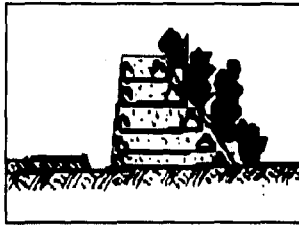


Figura. 2.1.11 El uso de refuerzo a base de geosintéticos permite la solución de taludes en terraza

En la figura 2.1.12 se muestra el criterio de refuerzo de suelo con geosintéticos en el cual a un talud inclinado se le deja un paramento casi vertical, con lo cual se aprovecha el área sobre el talud, a la derecha se muestra una obra de ingeniería en la cual se utilizó este sistema.

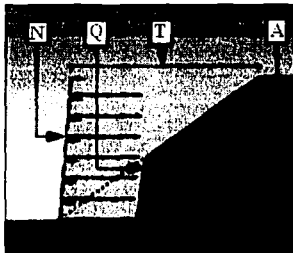


Figura 2.1.12 Refuerzo con geosintéticos en taludes casi verticales (A talud, T suelo reforzado, Q recorte, N refuerzo)

2.2. MUROS DE SUELO REFORZADO

El presente subcapítulo prevé una metodología para reforzar el suelo con geomallas con el objeto de construir muros de contención con cara casi vertical (mayor a 80 grados). La inclusión de geomallas en el suelo crea una estructura compuesta reforzada que tiene la capacidad de resistir grandes esfuerzos de compresión y de tensión. El refuerzo con geomallas mejora las propiedades del suelo previniendo fallas por tensión.

Como se mencionó en el capítulo anterior, la técnica de refuerzo de suelos es un concepto usado desde la antigüedad y ha experimentado con diferentes tipos de materiales de refuerzo, desde bambú hasta barras de acero y desde ramas de árboles hasta geomallas. Los refuerzos sintéticos tienen la ventaja de proveer de gran durabilidad, resistencia y por último una teoría de diseño más aproximada.

Dentro de las mayores ventajas en utilizar geomallas para diseñar y construir muros de contención con suelo reforzado se encuentran: la posibilidad de construir de forma simple, rápida, no requiriendo de mano de obra especializada; la estructura resultante es flexible y dúctil permitiendo hundimientos diferenciales en la base sin llegar a la falla.

2.2.1. GEOMALLAS EN MUROS DE CONTENCIÓN

Las geomallas a utilizar en muros de contención deben de ser una estructura integral sin tener ningún punto débil. El producto es fabricado en un proceso continuo de tal forma que las uniones de la geomalla están extruídas. Por lo tanto, el producto final tiene las barras transversales conectadas integralmente a las tiras longitudinales, para formar una geomalla con una estructura monolítica que recibe y transfiere esfuerzos al suelo reforzado por medio de mecanismos de resistencia pasiva y de fricción.

Los esfuerzos del suelo son transferidos a la geomalla a través de la compresión en las barras transversales ocasionada por el suelo trabado en las aberturas de la geomalla y a través del cortante en la interfase suelo-geomalla.

Las tiras longitudinales de las geomallas han sido diseñadas para proveer fuerzas de tensión a largo plazo para toda la vida útil de la estructura y altos módulos de tensión a bajas deformaciones, con el objeto de ser compatibles con el módulo del suelo.

Las propiedades mecánicas y de trabajo de las geomallas han sido probadas arduamente en laboratorios en todo el mundo. Las geomallas han sido instaladas en cientos de aplicaciones de muros de contención, mostrando mejor desempeño, instalación más sencilla y ahorros en comparación con cualquier otro sistema de muros.

A continuación se incluyen las bases técnicas con las cuales, el ingeniero puede diseñar muros de suelo reforzado utilizando materiales geosintéticos.

2.2.2. TEORÍA DE DISEÑO PARA MUROS DE SUELO REFORZADO

La teoría de diseño sigue la metodología del análisis de cuñas, el cual permite una mejor evaluación del comportamiento de estructuras formadas por suelo-geomalla. Este método es seguro, económico y ha sido recomendado por varios autores.

El método de cuñas analiza la estructura global utilizando la aproximación del equilibrio límite, permitiendo al ingeniero verificar la distancia del punto de falla.

El procedimiento de diseño consiste en analizar todos los tipos de posibles fallas en cuatro pasos consecutivos.

- **Análisis de Estabilidad Externa:** en este caso se asume que el bloque de suelo reforzado trabajará como un bloque rígido. Dicho bloque está sujeto a los mecanismos de falla convencionales de un muro de contención, tales como: deslizamiento, volteo y falla por capacidad de carga; este paso en el diseño identificará las dimensiones del área a reforzar.
- **Análisis de Estabilidad Interna:** este análisis se realiza en el bloque reforzado para determinar la fuerza de tensión de la geomalla, el número mínimo de capas y la longitud

mínima requerida, para asegurar que el bloque reforzado actuará como un bloque rígido. El análisis de estabilidad interna esta formado por la disposición de las capas de la geomalla, la revisión por falla a la tensión y extracción.

- Análisis de Estabilidad Local: este análisis se lleva a cabo para muros de contención con bloques, para asegurar que la columna de bloques de concreto permanecerá intacta. Este análisis revisa la conexión entre los bloques y las geomallas, deslizamiento de un estrato (protuberancia en el muro de contención) y máxima altura de bloques sin refuerzo.
- Análisis de Estabilidad Global: en este análisis se revisa la estructura completa incluyendo el suelo retenido y el suelo en cimentación, el cual debe ser realizado de acuerdo al procedimiento clásico de estabilidad de taludes, al método de las dovelas. El factor de seguridad recomendado para este análisis varía entre 1.3 y 1.5.

2.2.3. DEFINICIÓN DE GEOMETRÍA DEL MURO

La geometría del muro es definida por varios parámetros incluyendo la altura local (h), la profundidad de empotramiento (d), el ángulo de la corona del muro (β) y la distribución de la sobrecarga (q).

La profundidad de empotramiento requerida se determina de acuerdo a las condiciones específicas de cada lugar, tales como: la profundidad de congelación del suelo, la inclinación de la base del muro, la presencia de arcillas expansivas en la cimentación y la actividad sísmica de la zona. La profundidad requerida normalmente varía entre 0.50 m y el valor aproximado de un 10% de la altura expuesta del muro.

Si la altura de empotramiento se mantiene expuesta durante la construcción del muro y es cubierta al final, la altura de empotramiento se debe agregar a la altura expuesta del muro para calcular la altura total del muro (h). A menos que la altura de empotramiento sea cubierta inmediatamente antes de alcanzar la corona del muro, entonces la altura expuesta es la altura total.

Si se tiene una inclinación en la corona de relleno, se tendrá que tomar en cuenta la altura del muro al final de las capas de refuerzo y para el cálculo del coeficiente activo de presión de tierra K_a .

El ángulo de inclinación en la corona del muro influye mucho en la longitud requerida y en el número de capas de geomalla y algunas veces es más conveniente y seguro incrementar la altura del muro con el objeto de disminuir el ángulo de inclinación de la corona. Este ángulo deberá ser siempre menor que el ángulo de fricción del suelo de relleno o de lo contrario esta zona se tendrá que reforzar con geomallas. Este procedimiento de diseño es de cualquier forma exacto para ángulos de inclinación de la corona menores a 20 grados. Cuando en un muro se presente una corona inclinada muy larga, se deberá realizar cuidadosamente un análisis de estabilidad global.

El acabado de la cara del muro es uno de los factores clave en el diseño de muros de contención con suelo reforzado. El acabado del muro a utilizar con geomallas de refuerzo debe ser seleccionado no solo por su funcionalidad, estética, costo, facilidad de instalación y durabilidad, si no también por el tipo de sistema de conexión con las geomallas.

El sistema de acabado debe de ser en una base sólida, tal como una losa de concreto reforzado o una base de grava compactada y con un drenaje adecuado. El espesor de esta base sólida varía entre 0.15 y 0.40 metros para la losa de concreto y de 0.30 a 0.60 metros para la base de grava.

2.2.4. CARACTERÍSTICAS DEL SUELO

Las características geotécnicas del suelo están definidas por el peso unitario húmedo, el ángulo de fricción interna y la cohesión. Estas características del suelo deben ser identificadas para el suelo que será reforzado, el retenido y el de cimentación.

En el cálculo de los esfuerzos laterales del suelo, la cohesión de los suelos retenidos y reforzados es despreciada para estar del lado de la seguridad.

Una de las principales ventajas en utilizar geomallas para reforzar el suelo, es que estas pueden

ser usadas con cualquier relleno de material disponible en el lugar, desde suelos granulares hasta suelos finos. Sin embargo, se deberá tener especial cuidado cuando se trabaje con suelos con poca capacidad de drenaje. El patrón de comportamiento del nivel de aguas freáticas debe ser identificado y corregido en caso de que quede dentro o cerca del volumen reforzado. Un sistema de drenaje debe de ser provisto para la parte posterior de la zona reforzada. Este sistema de drenaje puede estar formado de una capa de geocompuesto y por un tubo colector, o bien, por un filtro de material granular envuelto en dos capas de geotextil no tejido.

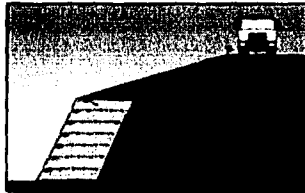
El sistema de drenaje debe ser diseñado con el objeto de prevenir la formación de cualquier presión hidrostática posible. En la cara del muro se debe proveer drenaje adicional, en caso de que el muro haya sido diseñado con un acabado basado en bloques impermeables. En caso de que se presenten flujos de agua o escurrimientos en la cara del muro; una cubierta delgada de suelo es una buena solución para sellar la mayoría de los problemas por infiltración superficial.

2.2.5. CARACTERÍSTICAS DE DISEÑO DE LAS GEOMALLAS

Los factores clave para el refuerzo de suelos son la fuerza de tensión de las capas de refuerzo y su habilidad de transferir y recibir esfuerzos del suelo. Las geomallas han sido diseñadas para trabarse con el suelo y para crear unos miembros resistentes dentro de su estructura. Estos miembros resistentes son las barras transversales de la geomalla; mismas que están conectadas integralmente con las tiras longitudinales con el objeto de transferir completamente los esfuerzos del suelo a la geomalla, como se observa en la figura 2.2.1, ningún movimiento es posible entre las barras y las tiras. Las geomallas tienen una fuerza de tensión que es siempre mucho más alta que la fuerza de diseño.

Las geomallas proveen altos coeficientes de deslizamiento directo y extracción en cada suelo, desde los finos hasta los granulares, desde los cohesivos hasta los friccionantes. Estas características permiten construir muros de contención de suelo reforzado, teniendo una menor longitud de refuerzo requerida, logrando así ahorros en tiempo y dinero durante la excavación, compactación, movimiento de tierras e instalación.

La fuerza de diseño a largo plazo de las geomallas se establece por medio de pruebas intensivas de tensión con cargas constantes. Estas pruebas se desarrollan durante más de 10,000 horas y los resultados son explotados a una vida de servicio de más de 100 años. La fuerza de diseño a largo plazo de las geomallas es aproximadamente un 40% de la fuerza de tensión última de la geomalla.



2.2.1 Geomallas de refuerzo en muros de contención

El coeficiente de deslizamiento directo entre suelo-geomalla (C_{dk}) se determina a través de pruebas intensivas en una caja de corte directo. El desempeño de todas las geomallas y todas las clases de suelos representativos han sido analizados y probados bajo diferentes esfuerzos verticales. Los resultados están expresados con un coeficiente de deslizamiento para cada clase importante de suelo. Pruebas similares han sido desarrolladas en una caja larga de extracción para determinar el coeficiente por extracción de la geomalla (C_{pu}).

Cuando se diseña un muro de contención de suelo reforzado, es importante distribuir las capas de refuerzo para la totalidad de la altura de la estructura, teniendo las capas de refuerzo espaciadas normalmente no más de un metro cada una, de otra forma es posible tener áreas reforzadas inapropiadamente. El espaciamiento entre dos capas de geomallas se incrementa con la calidad y el tamaño de partículas del suelo de refuerzo. Por ejemplo, si queremos reforzar un suelo de mala calidad, el ingeniero no debe seleccionar la geomalla más resistente, sino varias capas de una menos resistente ya que un número mayor de capas de refuerzo proveerá una mejor interacción suelo-geomalla global.

Algunas veces, el sistema de acabado en la cara provocara que el radio de cobertura de la geomalla sea menor que el 100%. Podría ser el caso de un muro de contención de madera

teniendo los postes verticales detrás de la cara del muro. El radio de cobertura de la geomalla se obtiene dividiendo el área cubierta con la geomalla entre el área horizontal total por reforzar. Esta relación debe ser siempre mayor del 75% con el objeto de obtener el mejor desempeño.

El coeficiente global de deslizamiento (C_R) para el plano de falla de una geomalla está en función de la cobertura de la geomalla.

$$C_R = 1 - R_c \cdot (1 - C_{ds}) \quad (\text{eq. 2.2.1})$$

donde:

C_R = coeficiente global de deslizamiento.

R_c = radio de cobertura de la geomalla.

C_{ds} = coeficiente de deslizamiento directo del suelo-geomalla.

Para un diseño preliminar con geomallas, se recomienda utilizar los coeficientes listados en la tabla 2.2.1 determinados a través de pruebas, utilizando diferentes clases de suelo.

Tipo de suelo	Mínimo	Máximo
Grava	0.90	1.00
Arena	0.85	0.95
Limo	0.75	0.85
Arcilla	0.70	0.80

Fuente: Tenax Geosynthetics Division, www.tenax.net

Tipo de suelo	Mínimo	Máximo
Grava	0.90	1.50
Arena	0.85	1.20
Limo	0.75	1.00
Arcilla	0.70	0.90

Fuente: Tenax Geosynthetics Division, www.tenax.net

Los coeficientes de las tablas 2.2.1 y 2.2.2, deberán ser usados para determinar los esfuerzos cortantes resistentes con las siguientes ecuaciones:

$$\Gamma_{ds} = \sigma_n \cdot C_{ds} \cdot \tan \Phi \quad (\text{eq. 2.2.2})$$

$$\Gamma_{ps} = 2 \cdot \sigma_n \cdot C_{ps} \cdot \tan \Phi \quad (\text{eq. 2.2.3})$$

donde:

Γ_{ds} = esfuerzo cortante resistente al deslizamiento

Γ_{ps} = esfuerzo cortante a la extracción de la geomalla

Φ = ángulo de fricción interna

2.2.6. FACTORES DE SEGURIDAD RECOMENDADOS

Diferentes factores de seguridad deben de ser usados para analizar y establecer la distancia que hay a las condiciones de falla, de acuerdo a la teoría de equilibrio límite.

Los factores de seguridad recomendados para diseñar un muro vertical de contención de suelo reforzado con geomallas se encuentran en la tabla 2.2.3. Estos factores de seguridad deberán de ser ajustados de acuerdo a las condiciones específicas del sitio tales como la geometría del muro, el tipo de suelo, el procedimiento constructivo, la vida útil del proyecto y lo crítico de la estructura.

2.2.7. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EXTERNA

El diseño de un muro de suelo reforzado con geomalla se desarrolla utilizando el método de cuñas. Este análisis se basa preferentemente en la teoría de presión de tierra y distribución de esfuerzos de Rankine. Se cree que esta distribución es la que mejor representa el comportamiento de los muros de contención de suelo reforzado con geomallas.

Estabilidad global	1.30/1.50
Deslizamiento	1.50
Volteo	2.00
Falla por capacidad de carga	2.00
Falla de la geomalla por tensión	1.50
Resistencia de la geomalla a la extracción	1.50
Cortante de los bloques	1.00/1.50
Conexión de la geomalla - bloque	1.00/1.50

Fuente: Tenax Geosynthetics Division, www.tenax.net

Durante el análisis de estabilidad externa, la resistencia pasiva del suelo de cimentación en el pie del talud y las fuerzas verticales del suelo de relleno se consideran nulas por facilidad y seguridad.

Antes de comenzar el diseño, la siguiente información debe ser conocida o determinada.

Datos de la geometría del muro:

- Altura total del muro h (m)
- Sobrecarga vertical q (KPa)
- Ángulo en la corona del talud β (°)
- Altura del suelo por retener H (m)
- Espesor de las capas de compactación s (m)
- Espaciamiento máximo de las geomallas M (m)
- Elevación de la primera geomalla h_1 (m)
- Ángulo de inclinación de los bloques ω (°)
- Inclinación de la base del muro α (°)
- Altura de empotramiento del muro d (m)

Datos de las características de los suelos reforzados, retenidos y en cimentación:

- | | | |
|---|--------------------------------|----------------------|
| • Peso unitario húmedo | $\gamma_r, \gamma_b, \gamma_f$ | (KN/m ³) |
| • Ángulo de fricción interna | ϕ_r, ϕ_b, ϕ_f | (°) |
| • Cohesión | C_r, C_b, C_f | (KPa) |
| • Ángulo de fricción entre el muro y el suelo | δ | (°) |

Características de diseño de las geomallas:

- | | |
|-------------------------------------|-------------------------|
| • Tipo de geomalla | l_1, l_2 |
| • Fuerza de diseño a largo plazo | $LTDS_1, LTDS_2$ (KN/m) |
| • Coeficiente de extracción | C_{po} |
| • Radio de cobertura de la geomalla | R_c |
| • Coeficiente de deslizamiento | C_{ds} |

En la figura 2.2.2 se representan las características de la geometría del muro y los datos requeridos para su diseño.

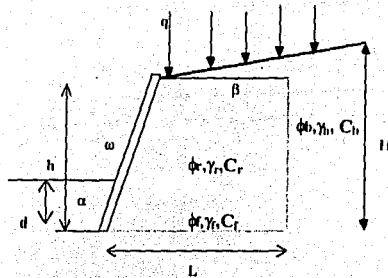


Figura 2.2.2 Geometría del muro y datos del suelo.

2.2.7.1. CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE PRESIÓN DE TIERRA

El coeficiente activo de presión de tierra (K_a) para un muro de contención vertical teniendo un cierto ángulo de inclinación (β) en la cresta del mismo el cual está dado por la ecuación 2.2.4, de acuerdo a la Teoría de Rankine.

$$K_u = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{(\cos \beta)^2 - (\cos \phi)^2}}{\cos \beta + \sqrt{(\cos \beta)^2 - (\cos \phi)^2}} \quad (\text{eq. 2.2.4})$$

2.2.7.2. ANÁLISIS DE DESLIZAMIENTO DEL MURO SOBRE LA BASE DEL MISMO

La fuerza cortante de los suelos reforzados y en cimentación debe ser lo suficientemente grande para resistir los esfuerzos horizontales aplicados al bloque reforzado por el suelo retenido y por las cargas externas. Se debe seleccionar una longitud tentativa de la geomalla así como una primera elevación de la misma. La longitud de la geomalla deberá ser mayor que el 60% de la altura del muro y la primera elevación varía típicamente entre 0.00 y 0.40 metros.

El factor de seguridad para la falla por deslizamiento (FS_s) sobre la base del muro esta dado por:

$$FS_s = \frac{(W_r + W_b + Q) \cdot \tan \phi_s}{F_{ihh}} \quad (\text{eq. 2.2.5})$$

$$Q = q \cdot L \quad (\text{eq. 2.2.6})$$

$$W_r = L \cdot h \cdot \gamma_r \quad (\text{eq. 2.2.7})$$

$$W_b = 0.5 \cdot L^2 \cdot \gamma_r \cdot \tan \beta \quad (\text{eq. 2.2.8})$$

$$F_{ihh} = F_{ihh} + F_{qhh} \quad (\text{eq. 2.2.9})$$

donde:

W_r = peso volumétrico por unidad de ancho del suelo reforzado

W_b = peso volumétrico por unidad de ancho del suelo retenido

F_{qhh} = componente horizontal de la fuerza debido a la sobrecarga

F_{abh} = componente horizontal de la fuerza lateral debido al peso del suelo

L = longitud del suelo retenido.

Q = sobrecarga total por unidad de ancho

La fuerza horizontal total (F_{abh}) es la suma de las componentes horizontales de las fuerzas las cuales son calculadas mediante la teoría de presión de tierra de Rankine.

2.2.7.3. ANÁLISIS DE DESLIZAMIENTO DEL MURO SOBRE LA PRIMER CAPA DE GEOMALLA

El análisis de deslizamiento debe ser realizado también para la primera elevación de geomalla (h_1) con el objeto de verificar si la longitud del refuerzo es la apropiada. Para realizar este análisis, debemos considerar el coeficiente global de interacción suelo-geomalla. El factor de seguridad contra la falla por deslizamiento sobre la primera capa de geomalla está dado por:

$$FS_s = \frac{(W_r + W_b + Q - W_1) \cdot \tan \phi_k \cdot C_g}{F_{abh} \cdot (h_1)} \quad (\text{eq. 2.2.10})$$

donde:

W_1 = es el peso por unidad de ancho del suelo reforzado entre la base del muro y la primera capa de geomalla.

$$W_1 = L \cdot h_1 \cdot \gamma, \quad (\text{eq. 2.2.11})$$

2.2.7.4. ANÁLISIS DE VOLTEO AL REDEDOR DEL PIE DEL MURO

El factor de seguridad para la falla por volteo (FS_v) alrededor del pie del muro se determina comparando los momentos resistentes, debidos al peso del suelo y a la sobrecarga, y los momentos actuantes debidos a las fuerzas del material retenido. Si el factor de seguridad

calculado queda por debajo del requerido, entonces la longitud propuesta debe ser incrementada.

$$FS_u = \frac{(3 \cdot W_r + 3Q + 4W_h) \cdot L}{(2 \cdot F_{ahh} + 3F_{qhh}) \cdot H} \quad (\text{eq. 2.2.12})$$

2.2.7.5. ANÁLISIS DE CAPACIDAD DE CARGA EN LA BASE DEL MURO

El factor de seguridad contra la falla por capacidad de carga (FS_b) se calcula de acuerdo a la teoría de distribución de Meyerhoff. Esta teoría indica que la distribución de esfuerzos en la base puede ser considerada como una distribución uniforme sobre una longitud efectiva L' , dada por:

$$L' = L - 2e \quad (\text{eq. 2.2.13})$$

donde:

e = excentricidad de la fuerza resultante en la base del muro.

Esta debe ser menor que la longitud de la geomalla dividida entre 6 para prevenir esfuerzos de tensión en la base, de acuerdo a la expresión 2.2.14.

$$e = \frac{(2 \cdot F_{ahh} + 3 \cdot F_{qhh}) \cdot H - W_h \cdot L}{6 \cdot (W_r + W_h + Q)} < \frac{L}{6} \quad (\text{eq. 2.2.14})$$

La capacidad de carga última de la cimentación Q_{ult} de acuerdo a la teoría de Meyerhoff esta dada por la siguiente fórmula (donde normalmente la altura de empotramiento del muro (d) es considerada igual a cero) y N_c , N_q , y N_γ expresadas de acuerdo a la teoría geotécnica clásica:

$$Q_{ult} = N_c \cdot C_f + 0.5 \cdot N_q \cdot (L - 2e) \cdot \gamma_f + d \cdot \gamma_f \cdot N_q \quad (\text{eq. 2.2.15})$$

donde:

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (\text{eq. 2.2.16})$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi \quad (\text{eq. 2.2.17})$$

$$N_y = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi \quad (\text{eq. 2.2.18})$$

El factor de seguridad por capacidad de carga (FS_b) se calcula comparando la capacidad de carga última (Q_{ult}) con la presión vertical aplicada (Q_a).

$$FS_b = \frac{Q_{ult}}{Q_a} \quad (\text{eq.2.2.19})$$

de donde, (Q_a) se obtiene con la siguiente expresión:

$$Q_a = \frac{W_r + W_b + Q}{L - 2e} \quad (\text{eq. 2.2.20})$$

2.2.7.6. VERIFICACIÓN FINAL PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EXTERNA

Los factores de seguridad calculados con las ecuaciones anteriores deben ser mayores que los mínimos requeridos por el ingeniero de diseño. Los factores de seguridad recomendados para diseñar un muro de contención con suelo reforzado están listados en la tabla 2.1.3.

Si cualquiera de las ecuaciones no se cumple, entonces se pueden seguir las siguientes recomendaciones para mejorar el diseño:

- Incrementar la longitud de la geomalla de refuerzo.
- Reducir el ángulo de inclinación en la cresta aumentando la altura del muro.
- Seleccionar un suelo más friccionante de relleno.

- Seleccionar un suelo de relleno más pesado.
- Incrementar la altura de empotramiento del muro.

2.2.8. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD INTERNA

Para promover la estabilidad interna al bloque reforzado que hemos diseñado durante el análisis de estabilidad externa, las capas de geomalla deben ser capaces de soportar sin sobretensionarse, todos los esfuerzos de tensión inducidos por el suelo de relleno detrás de la cara vertical del muro y la sobrecarga. El análisis de estabilidad interna determinará los tipos y el número de geomallas requeridas y verificará si la longitud de las capas de refuerzo es apropiada para resistir las fuerzas de extracción.

2.2.8.1. ANÁLISIS POR FALLA A LA TENSIÓN

La disposición de las mallas es definida y analizada por falla a la tensión. Las superficies de falla se asume que son, de acuerdo a la Teoría de Rankine, a lo largo de planos inclinados ($45^\circ - \phi_r/2$) desde la vertical y pasando a través del pie del muro y a través de cada elevación media entre dos capas de geomalla en la cara del muro. Esto, de acuerdo a Christopher (1989), es válido para muros verticales teniendo un ángulo en la cresta de entre 0 y 20°, como se muestra en la figura 2.2.3.

La elevación de las capas de geomalla (h_i) debe ser múltiplo del espesor de la capa de compactación (n_i) o, en su caso, de la altura de los bloques del sistema de acabado. Esto se hace para facilitar y acelerar el procedimiento constructivo y reducir los costos de construcción.

La fuerza máxima permisible P esta generalmente regida por la resistencia del refuerzo o por la fuerza en la geomalla correspondiente a las máximas deformaciones compatibles con su funcionalidad. La resistencia permisible de una geomalla se determina como una división de la fuerza última (T_{ult}) entre un factor de seguridad $FS_{geomalla}$, obtenido por medio de multiplicar varios factores de seguridad parciales (Koener, 1994).

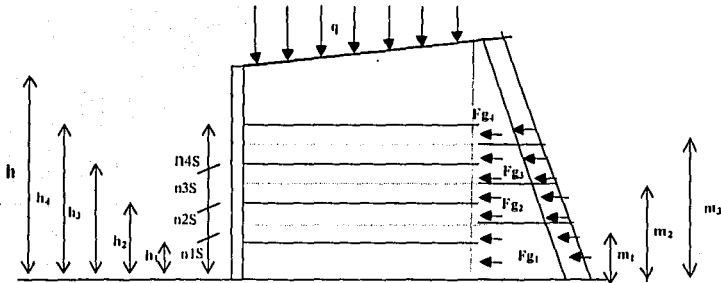


Figura 2.2.3 Análisis de sobretensión en la geomalla

Los factores de seguridad parciales sugeridos para las geomallas están resumidos en las tablas 2.1.3 y 2.1.4. Donde el factor de seguridad de unión es igual a 1.00 debido a que las propiedades de las geomallas son evaluadas mediante pruebas en los nodos. Los factores de seguridad, químicos y biológicos son iguales a 1.00 debido a las características del polietileno de alta densidad HDPE, el cual es un polímero inerte resistente al ataque de elementos químicos y biológicos normalmente encontrados en el suelo.

El factor de seguridad por construcción es función de las imperfecciones durante la colocación, los daños durante el transporte, almacenamiento, construcción y del tipo de suelo que se utilice en el relleno (Wright & Greenwood, 1993).

Por lo tanto la relación de T_{ult} entre FS_{falla} es la fuerza de diseño a largo plazo LTDS de la geomalla.

La fuerza de diseño a largo plazo está en función del fenómeno de falla en las geomallas, el cual tiene una importancia cada vez mayor con relación a la vida útil del proyecto, se determina mediante pruebas de laboratorio

La resistencia de diseño T_{dts} se determina como una fracción de la resistencia permisible entre un factor de seguridad por diseño ($FS_{diseño}$) el cual su valor varía entre 1.05 y 1.50.

$$T_{ds} = \frac{T_{permisible}}{FS_{diseño}} \quad (\text{eq. 2.2.21})$$

La fuerza total activa F_r en el suelo reforzado, debido a la cuña, a la sobrecarga y a la elevación de la base del muro, esta dada por la siguiente ecuación:

$$F_r = (0.5 \cdot \gamma_r \cdot h + q) \cdot h \cdot K_a \quad (\text{eq. 2.2.22})$$

Y la fuerza total activa $F_r(m_i)$ en el suelo reforzado a una elevación media y entre dos capas de geomalla es la siguiente:

$$F_r(m_i) = [0.5 \cdot \gamma_r \cdot (h - m_i) + q] \cdot (h - m_i) \cdot K_a \quad (\text{eq. 2.2.23})$$

La componente horizontal F_{hr} y $F_r(m_i)$ se obtienen como se mostró en el capítulo previo, de acuerdo a la Teoría de Rankine o Coulomb.

El número mínimo requerido (N_{min}) de capas de refuerzo para proveer la estabilidad interna es

$$N_{min} = \left[\frac{F_{hr} \cdot FS_r}{T_{ds} \cdot R_c} \right]_{redondear} \quad (\text{eq. 2.2.24})$$

donde:

FS_r = factor de seguridad contra la falla a la tensión.

R_c = radio de cobertura de la geomalla.

El número mínimo de geomallas es teóricamente suficiente para reforzar el suelo de relleno, pero como las geomallas están colocadas a una elevación la cual es múltiplo del espesor de las capas de compactación y no donde la fuerza del refuerzo es óptimo, entonces normalmente este número debe ser incrementado.

Las capas de geomallas deben estar espaciadas a lo largo de la altura del muro tomando en cuenta que abajo, los esfuerzos horizontales son mayores, por lo que el espaciamiento requerido será menor que el de la parte cercana a la cresta del muro. Para muros con paneles, la primera capa de geomalla deberá ser colocada a una elevación más alta que la elevación de la base, para proveer un momento resistente mayor contra el volteo de la cara del muro. En cambio, para muros con bloques de concreto, colocar una capa de geomalla en la base aumentará la estabilidad e incrementará la capacidad de carga de la cimentación.

El factor de seguridad para la sobretensión de la capa de geomalla FS_u se calcula entonces:

$$FS_u = \frac{F_w}{T_{ds}} \quad (\text{eq. 2.2.25})$$

El factor de seguridad para la sobretensión de una capa de geomalla deberá ser calculado para todas las capas de estas, tomando en cuenta cada elevación h_i y tipo t_i . Cuando todos los factores de seguridad contra la falla por tensión FS_i sean mayores que el factor de seguridad requerido FS , entonces el muro estará reforzado correctamente con respecto al análisis por falla a la sobretensión. Si alguno de los factores de seguridad no es mayor que el requerido, entonces el diseño deberá ser modificado siguiendo las siguientes sugerencias:

- Reducir el espaciamiento de la geomalla.
- Incrementar el número de capas de geomalla.
- Usar una geomalla con mayor resistencia a largo plazo.
- Usar un suelo de relleno con más fricción.
- Combinar alguno de los puntos o algunas otras dependiendo de las condiciones específicas del sitio.

2.2.8.2. ANÁLISIS POR FALLA A LA EXTRACCIÓN DE LA GEOMALLA

Una vez determinada la disposición final de las geomallas se realiza un análisis por falla a la

extracción de las mismas para verificar que las longitudes de ellas sean apropiadas para soportar las cargas de diseño. La línea de falla de Rankine que pasa por el pie del talud divide las longitudes en dos porciones, una cerca de la cara del muro en la cuña activa L_{cu} , la otra empotrada detrás, en el área resistente L_{cr} como se muestra en la figura 2.2.8. Evidencias experimentales (Christopher, 1989) muestran que, para muros verticales, reforzados con geomallas extensibles, la línea de falla es muy cercana a la de la Teoría de Rankine.

La superficie de falla puede ser definida por un plano que pasa a través del pie del talud el cual está inclinado un ángulo igual a $(45 - \Phi/2)$ desde la vertical. La longitud activa de la geomalla L_{cu} y la longitud empotrada de la geomalla L_{cr} están dadas por:

$$L_{cu} = h_i \cdot \left(\tan 45 - \frac{\phi_c}{2} \right) \quad (\text{eq. 2.2.26})$$

$$L_{cr} = L_i - L_{cu} \quad (\text{eq. 2.2.27})$$

donde:

L_i = es la longitud específica de la capa de geomalla a la elevación h_i , como se muestra en la figura 2.2.4.

La fuerza resistente a la extracción es provista por los refuerzos cortantes entre el suelo y la geomalla por la resistencia pasiva entre el suelo, trabado dentro de las aberturas de la geomalla y las barras transversales de la misma. Las propiedades a la extracción de la geomalla están expresadas por el coeficiente de extracción suelo-geomalla (C_{pm}).

Las fuerzas de extracción (P_{ri}) en las longitudes de refuerzo empotradas (L_{cr}) están dadas por:

$$P_{ri} = 2 \cdot C_{pm} \cdot L_{cr} \cdot \sigma_v \cdot \tan \phi_r \quad (\text{eq. 2.2.28})$$

donde:

$$\sigma_{vi} = (h - h_i) \cdot \gamma_r + q + \left(\frac{W_{ei}}{L_{ei}} \right) \quad (\text{eq. 2.2.29})$$

y

$$W_{ei} = 0.5 \cdot (L_{ui} + L_i) \cdot \tan \beta \cdot \gamma_r \cdot L_{ei} \quad (\text{eq. 2.2.30})$$

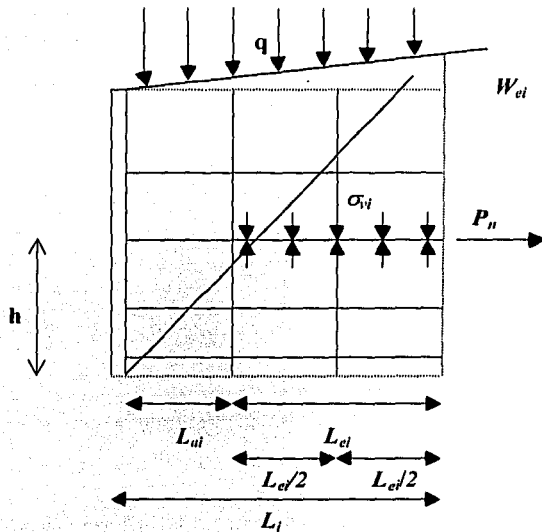


Figura 2.2.4 Análisis de extracción de la geomalla

La longitud de la geomalla L_i deberá ser siempre igual o mayor que la longitud del bloque reforzado L en la base del muro cuando la elevación de la geomalla es menor que dos tercios de la altura del muro. Luego para elevaciones de geomalla más altas, la longitud del refuerzo puede ser cuidadosamente reducida.

El factor de seguridad por extracción FS_{pi} para cada capa de geomalla se calcula de la siguiente

forma:

$$FS_{ps} = \frac{P}{F_{ps}} \quad (\text{eq. 2.2.31})$$

Todos los factores de seguridad por extracción para todas las capas de geomallas deberán ser mayores que el factor de seguridad requerido por el ingeniero de diseño.

Si este no es mayor, entonces se deberán hacer los siguientes ajustes:

- Incrementar todas las longitudes de las geomallas.
- Incrementar las longitudes de las geomallas donde el factor de seguridad por extracción es bajo.
- Reducir el esfuerzo horizontal activo en la capa de geomalla reduciendo el espaciamiento entre geomallas.
- Incrementar el esfuerzo vertical σ_v en las capas de geomalla decreciendo las elevaciones de las mismas.

2.2.8.3. ESTABILIDAD LOCAL DE MUROS DE CONTENCIÓN CON BLOQUES

Cuando el muro es construido usando bloques de concreto para la cara, como se muestra en la figura 2.2.5, se debe realizar un análisis adicional para asegurar que se consiga la estabilidad de la cara. Antes de comenzar el diseño, la siguiente información adicional deberá ser conocida o determinada:

- Altura del bloque (m)
- Profundidad del bloque (m)
- Distancia del centro de gravedad desde la cara (m)
- Inclinación del muro de contención ($^\circ$)
- Inclinación de la base del muro ($^\circ$)
- Resistencia cortante mínima aparente (falla y servicio) entre bloques (kN/m)

- Resistencia cortante mínima aparente (falla y servicio) entre el bloque y la geomalla (kN/m)
- Ángulo de fricción aparente (falla y servicio) entre bloques ($^{\circ}$)
- Ángulo de fricción aparente (falla y servicio) entre el bloque y la geomalla ($^{\circ}$)
- Fuerza de conexión máxima (falla y servicio) entre el refuerzo y el bloque (kN/m)



Figura 2.2.5 Segmento de un muro de retención con acabado de block

Los valores de la resistencia cortante aparente entre bloques y el refuerzo están determinados con pruebas de corte directo que permiten definir una relación entre la fuerza cortante en la interfase para bloques y la presión normal. Las pruebas son llevadas a cabo con y sin geomallas entre las capas de bloque de concreto. La capa inferior de bloques de concreto está restringida lateralmente, mientras que la capa superior está sujeta a una presión vertical constante.

La resistencia cortante aparente es registrada para la falla, después de 10 mm de desplazamiento.

Los esfuerzos cortantes resultantes son graficados contra el esfuerzo vertical aplicado y son linealmente interpolados para determinar el ángulo de fricción aparente.

La identificación visual del desempeño estructural del sistema compuesto de bloques, suelo y geomallas se determina por estabilidad local y es influenciado por procedimientos constructivos. Debe haber la suficiente fuerza de conexión y rugosidad entre el bloque y el refuerzo geosintético; adicionalmente, el refuerzo geosintético debería ser espaciado verticalmente para que las fuerzas laterales estén por debajo de la capacidad cortante de las

unidades del muro.

2.2.8.4. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD GLOBAL

El movimiento general de la masa de la estructura del muro y la masa del suelo adyacente es llamada falla de estabilidad global. Con referencia a la figura 2.2.6, el factor de seguridad para un muro de contención de suelo reforzado puede ser calculado como:

$$FS_{gr} = \frac{(M_s + M_g)}{M_o} = \frac{FS_o + M_g}{M_o} \quad (\text{eq. 2.2.32})$$

donde:

M_s = momento estabilizador debido a la resistencia corriante del suelo

M_g = momento estabilizador debido a las fuerzas de tensión de las geomallas

M_o = momento desestabilizador

FS_o = Factor de seguridad para el muro sin refuerzo (sin geomalla).

M_s , M_o y FS_o pueden ser calculadas utilizando el Método Modificado de Bishop de dovelas o cualquier otro método similar.

El momento estabilizador debido a la fuerza de tensión de las geomallas pueden ser calculado como:

$$M_g = \sum F_w(x) \cdot b_i \quad (\text{eq. 2.2.33})$$

donde:

$F_w(x)$ = fuerza de tensión en la i -ésima capa de geomalla, en el punto donde la superficie de falla corta la geomalla.

b_i = brazo de la fuerza de tensión de la geomalla.

El factor de seguridad por estabilidad global deberá ser de entre 1.3 y 1.5.

La figura 2.2.10, muestra la envolvente de $F_c(x)$ que es normalmente adoptada para este cálculo (Rimoldi & Ricciuti, 1992).

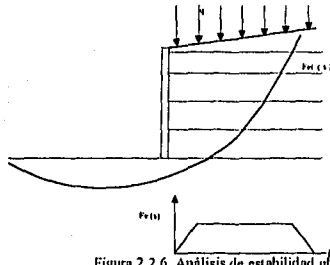


Figura 2.2.6. Análisis de estabilidad global.

2.3. CONTROL DE EROSIÓN EN TALUDES

La erosión es el conjunto de procesos que degradan el relieve, comprende el transporte de los materiales excavados y la acumulación de los mismos. El resultado visible de la acción erosiva es un cambio en el aspecto del relieve, lo cual es un proceso natural y cíclico, que constituye un factor explicativo de las formas del suelo.

Sobre la superficie terrestre se han presentado desde tiempos inmemoriales procesos de erosión que han dado lugar a la formación de los suelos. El proceso de alteración de rocas que se presenta por la acción de agentes físicos y químicos, continúa con los procesos de erosión que remueven sus partículas constituyentes principalmente por la acción de agua. A lo largo de los años se presenta un proceso dinámico en que las diferentes acciones se compensan dando lugar a la aceleración de los procesos de pérdida de suelo, rompiendo el equilibrio lo cual es motivo de preocupación debido a las consecuencias negativas que conlleva.

En las zonas con protección de cobertura vegetal, la energía cinética de las gotas de agua es

atenuada por el sistema vegetal, por lo que la erosión se mantiene en los rangos que define el equilibrio.

La presencia de vegetación en niveles insuficientes, da lugar a superficies de suelo susceptibles a la acción directa de las aguas, ya que un suelo desprotegido recibe el impacto directo de las gotas de lluvia en una proporción equivalente al diámetro de las mismas elevado a la tercera potencia.

El impacto degradará las partículas, liberando a las más pequeñas y trasladándolas inmediatamente aguas abajo. Esta primera acción es complementada por el escurrimiento superficial, formado por la unión de las gotas de lluvia, generando filetes de agua con suficiente fuerza para arrastrar las partículas liberadas.

Existen múltiples factores naturales causantes del desgaste de la superficie terrestre (glaciares, viento, oleaje, gravedad, temperatura, corrientes fluviales, acción de plantas y animales, etc.), sin embargo, el principal tipo de erosión dada la magnitud de su distribución y efectos es la erosión hídrica.

2.3.1. EROSIÓN

Durante la construcción, la mayor parte de las obras civiles se ven afectadas por la gran variedad de suelos, cuyos comportamientos son muy diversos, muchos de ellos susceptibles a la erosión. Los altos terraplenes y la acción del agua incrementan el problema en las obras. Los taludes desnudos pueden alterarse y erosionarse a velocidades realmente impresionantes. Por tanto podemos distinguir dos tipos de erosión: la eólica y la hídrica.

La erosión eólica es el proceso de disgregación y transporte de partículas del suelo principalmente por la acción del viento, interviniendo otros factores como el tipo de suelo o la inclinación de taludes. Este tipo de erosión se da principalmente en las obras viales (carretera, ferrocarriles, etc.).

La erosión hídrica es el proceso de dispersión, arranque y transporte de partículas del suelo por la acción del agua. Este tipo de erosión se presenta en obras fluviales.

2.3.2. LOS GEOSINTÉTICOS APLICADOS PARA EL CONTROL DE LA EROSIÓN

Dentro de los materiales geosintéticos, existen algunos productos que nos permiten aprovechar sus características o sus funciones para el control de la erosión, una clasificación de ellos son:

2.3.2.1. CONTROL DE LA EROSIÓN CON GEOTEXTILES

Una de las funciones principales de los geotextiles es dejar pasar el agua y retener finos, como se muestra en la figura 1.3.2. En consecuencia, los geosintéticos se pueden utilizar para evitar la erosión en diversas aplicaciones, revistiendo posteriormente estos geotextiles con algún material.

Los geotextiles más utilizados en el control de la erosión es el no tejido, debido a que tiene mayor permeabilidad que los geotextiles tejidos.

2.3.2.2. CONTROL DE LA EROSIÓN CON GEOCELDAS

Las geoceldas utilizadas para el control de erosión son estructuras en forma de paneles con espesores entre 75 y 150 mm, totalmente continuo, la estructura se abre como acordeón y por lo tanto pueden ser transportadas y almacenadas con un mínimo de espacio, en su instalación son abiertas creando una serie de celdas interconectadas como se observa en la figura 1.4.7. Una vez expandidas a su máxima extensión y rellenas con suelo del sitio (o grava) la estructura se comporta monolíticamente, proporcionando un comportamiento efectivo para suelos no consolidados y previniendo su movimiento aún en taludes con pendiente elevada, o bien, ante fuerzas de erosión tales como las ocasionadas por corrientes hidráulicas.

La estructura celular es particularmente útil en suelos áridos y rocosos, ó impermeable donde la vegetación es prácticamente inexistente. Las conexiones de las celdas, tienen una abertura por donde drena el agua por lo que están hidráulicamente interconectadas. La estructura compuesta suelo-geocelda tiene gran permeabilidad facilitando absorción de agua durante las precipitaciones de lluvia por lo que disminuye el escurrimiento y la erosión.

2.3.2.3. CONTROL DE LA EROSIÓN CON GEOESTERAS

Las geoesteras bi-dimensionales son producidas al sobre poner varias capas de geomallas bi-orientadas conectadas entre sí, como se observa en la figura 1.4.8, el sistema ofrece óptima protección del suelo contra el impacto de las gotas de lluvia y contra el transporte de granos por escurrimiento. Estas mallas además permiten la adhesión de vegetación y refuerzan sus raíces. Las geoesteras simplemente se colocan sobre la superficie a proteger ya sembrada, o bien, pueden ser hidrosebradas después de la instalación. Las geoesteras son productos que combinan sus altas cualidades con sus bajos costos de transportación e instalación.

2.3.2.4. CONTROL DE LA EROSIÓN CON GEOMALLAS BI-ORIENTADAS

Las geomallas de polietileno especialmente diseñadas para aplicaciones en el control de la erosión de taludes de superficie rocosa e inestable, tienen un alto módulo y resistencia a la tensión, excelente resistencia a los daños durante la construcción y exposición del medio ambiente. Más aún, la geometría permite una gran adherencia a la superficie rocosa a contener y reforzar. Están estabilizadas para una exposición continua a los rayos-UV que garantiza su eficiencia a largo plazo como se muestran en la figura 1.4.5.

En relación con el control de erosión de suelos es conveniente mencionar que existen las llamadas biomantas las cuales contribuyen con los geosintéticos a solucionar el problema de erosión por las siguientes características. Son colchones hechos de fibra de coco y elementos orgánicos capaces de formar una excelente protección anti-erosión en taludes suaves y base vegetal existente, como se muestra en la figura 2.3.1.

Ya que la biomanta se descompone naturalmente durante el ciclo biológico, la descomposición de fibras, esencialmente hechas de celulosa y otros elementos orgánicos, actúan como fertilizante. Las fibras de coco permiten la retención de humedad, aumenta la permeabilidad del suelo y mejoran la rugosidad de la superficie reduciendo la velocidad de escurrimiento del agua y por tanto la erosión.

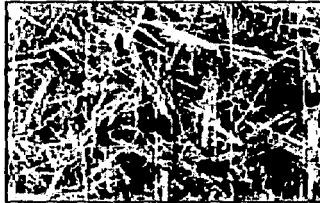


Figura 2.3.1 esquema de una biomatita

2.3.3. EJEMPLOS DE APLICACIÓN

Actualmente se están desarrollando diversas obras en las que se utilizan los geosintéticos como elementos que impiden la erosión, inclusive se han logrado soluciones ecológicas, a continuación mencionaremos algunas de ellas.

2.3.3.1. TALUDES CON SUELOS ÁRIDOS Y ROCOSOS

En suelos que forman un talud, en ocasiones tienen un comportamiento árido (debido a la escasez de material orgánico) como se muestra en la figura 2.3.2, esto ocurre por ejemplo cuando se corta roca y en algunos casos taludes muy áridos. Bajo estas condiciones, es necesario asegurarse que se disponga de un adecuado espesor de suelo superficial que permita el crecimiento de vegetación. Puesto que este suelo tiene características geotécnicas muy pobres, puede fácilmente deslizarse del talud y deslavarse de la superficie por efecto de la lluvia antes del crecimiento de la vegetación. Las geoceldas permiten la estabilización del suelo superficial en pendientes muy elevadas, asegurando el confinamiento lateral del talud.

Una vez abiertas las geoceldas en su máxima extensión se llenan con suelo superficial ligeramente compactado, haciendo una estructura estable para ser vegetado. Por otro lado, el suelo superficial en la fase inicial del sembrado, es fácilmente erosionable por efecto de la lluvia y viento. Este fenómeno puede producir importantes pérdidas de suelo y formar grietas profundas.



Figura 2.3.2 Geoceldas proveen una base estable para vegetar taludes áridos

Es necesario cubrir la superficie mediante uso de geosteras ó biomantas, como se observa en la figura 2.3.3 y así prevenir el deterioro del material de mayor volumen y al mismo tiempo retener la vegetación en desarrollo.

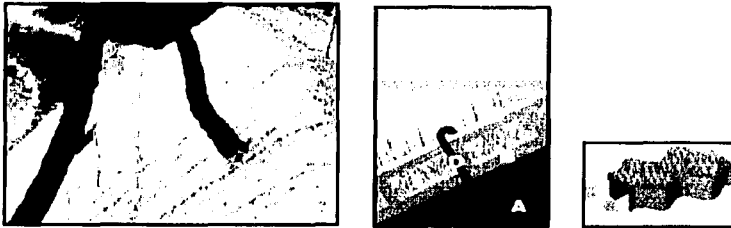


Figura 2.3.3 Geocelda es cubierta con biomantas o geosteras para prevenir erosión por lluvia
(A suelo árido, B geocelda, C biomantas, D grapa, E suelo superficial, F vegetación)

2.3.3.2. CONTROL DE LA EROSIÓN EN SUELOS VEGETATIVOS

Cuando el suelo de un talud es apropiado para el crecimiento de la vegetación, solo necesita ser recubierto por una capa de suelo superficial y sembrado para obtener un talud vegetado, como se muestra en la figura 2.3.4. Sin embargo, las capas de suelo superficial se pueden erosionar prematuramente, debido a la penetración insuficiente de la raíz o a las fuertes lluvias durante la fase de crecimiento. Solo se desarrollará por tanto, una capa vegetal pobre y la erosión puede

ocasionar pérdidas de la masa de suelo y formar surcos en la superficie.



Figura 2.3.4 Talud muy pronunciado anti-erosivo mediante el uso de la geoestera tridimensional

Las geomantas tridimensional son fácilmente instaladas al ser desenrolladas y fijadas con barras de acero o estacas de madera, se siembran ya sea de forma manual o mecánica por medio de hidrosiembra; como se observa en la figura 2.3.5. Las geoesteras de forma inmediata evitan la erosión superficial y formación de surcos. Una vez que el crecimiento de la vegetación se ha establecido, las raíces interactúan con la geoestera formando un refuerzo permanente del sistema de raíces.

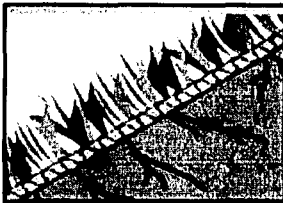


Figura 2.3.5 Geoestera tridimensional, esta diseñada para la protección y vegetación de taludes sujetos a la erosión superficial

2.3.3.3. PROTECCIÓN CONTRA LA CAÍDA DE ROCAS

Cuando un talud rocoso está junto a áreas públicas, carreteras o vías férreas, el peligro de caída de fragmentos de roca puede ser controlado mediante la protección de la cara con la geomalla

biorientada, como se muestra en la figura 2.3.6. Tienen una excelente resistencia al daño durante la instalación y exposición al medio ambiente para cumplir con altos requerimientos para este tipo de trabajos. Más aún, la geometría y flexibilidad permiten una gran adherencia para cualquier tipo de pendiente rocosa a ser reforzada y dar una permanente protección contra caídas.



Figura 2.3.6 Geomalla para proteger carreteras de la caída de rocas

La geomalla se ancla a lo alto de la pendiente; el largo y ancho dependen del tipo de roca a contener. No existe un sistema más económico y fácil de instalar contra la caída de rocas y para mejorar la vegetación de los taludes.

2.4. CONSOLIDACIÓN DE SUELOS BLANDOS

La consolidación de un suelo ocurre cuando este experimenta una deformación y se le sujeta a un cambio en sus condiciones de esfuerzo, la deformación de la mayoría de los suelos, aún bajo cargas pequeñas, es mucho mayor que la de los materiales estructurales, además esa deformación no se desarrolla inmediatamente a la aplicación de la carga, si no que se desarrolla en el transcurso del tiempo, estas deformaciones son resultado de una variación de volumen o cambio de forma, el cual es producido esencialmente por un problema de flujo de agua no establecido a través de una masa porosa. El drenaje es un elemento extremadamente importante para las estructuras en contacto con los suelos, como edificios, túneles, etc.; pues tiene la función de aliviar las presiones hidrostáticas que actúan sobre la estructura, contribuyendo a su estabilidad.

Los procesos reales de deformación pueden descomponerse en dos facetas: la primera es una componente volumétrica de la deformación que es cuando la masa de suelo cambia su volumen, manteniendo su forma y cambiando la distancia entre los puntos, pero manteniendo su posición relativa; la segunda faceta es la componente desviadora que es cuando la masa de suelo cambia de forma, variando la posición relativa de sus puntos, pero manteniendo su volumen constante, el proceso real puede así considerarse siempre como una adición de ambas componentes. De lo anterior podemos definir el proceso de consolidación, el cual es un proceso de disminución de volumen que tiene lugar en un lapso de tiempo debido a un aumento de cargas sobre el suelo.

Con frecuencia el uso de los geosintéticos puede aumentar en forma significativa el factor de seguridad, mejorar el comportamiento y reducir los costos en comparación con las alternativas de construcción convencionales. En las estructuras en contacto con los suelos, una simple impermeabilización puede no ser suficiente para evitar infiltraciones no deseadas, es necesario prever en la interfase suelo-estructura un sistema de protección compuesto por tres elementos: impermeabilización, drenaje vertical y un sistema colector drenante.

2.4.1. GEOCOMPUESTO UTILIZADO EN EL PROCESO DE CONSOLIDACIÓN

La aplicación de geocompuestos en el mejoramiento de suelos es el uso de drenes verticales prefabricados para acelerar la consolidación de suelos cohesivos blandos y compresibles, debido a que los drenes de geocompuestos son mucho menos costosos, más fáciles de instalar y dan características geotécnicas superiores al suelo, debido a que los drenes de arena convencionales han llegado a ser obsoletos.

Este tipo de geocompuestos son livianos, resistentes y flexibles en forma de manta que presenta excelente comportamiento como drenaje vertical y horizontal. Está compuesto por un núcleo drenante, formado por una geoestera tridimensional precomprimida con 95% de vacíos, constituida por filamentos de poliamida (nylon).

La geoestera es envuelta por dos geotextiles no tejidos termo ligados de filamentos de poliéster, que realizan la función de filtración. Los geotextiles son unidos al núcleo por termo soldado en

toda el área de contacto, en algunos casos, uno de los geotextiles puede recibir una impregnación de PVC o ser sustituido por una geomembrana de polietileno de alta densidad de tal forma que una de las caras cumpla la función de barrera (impermeabilización) como se observó en la figura 1.4.9, la parte central permite el flujo del agua en su dirección principal, mientras que el geotextil impide la intrusión de finos en el dren.

La formación de vías de drenaje mas cortas, altamente permeables, permiten alcanzar una consolidación de 90% en un periodo de meses y la capacidad permeable es mantenida aún cuando éste sea deformado por el asentamiento y la consolidación de las capas superiores del suelo. Esto se puede apreciar en la figura 2.4.1.

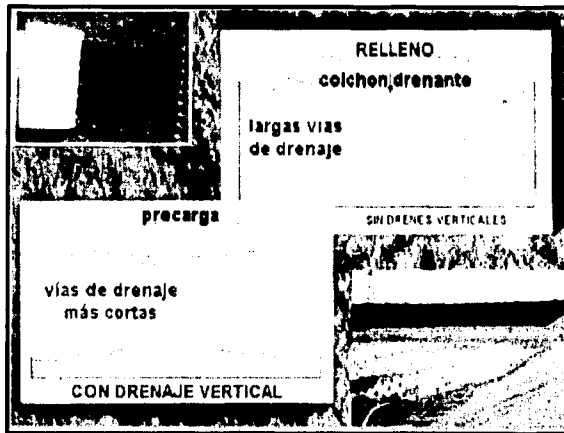


Figura 2.4.1 Consolidación acelerada debido a vías de drenaje más cortas

Las principales características del geocompuesto para drenaje son:

- Elevada capacidad de descarga.
- Protege las impermeabilizaciones contra eventuales daños mecánicos durante la instalación.

- Crea un colchón de aire entre la estructura y el suelo minimizando la transferencia de vibraciones de los terraplenes hacia la estructura.
- Evita la colmatación del tubo drenante.
- Es liviano, de fácil manipuleo y simple instalación.
- Puede ser aplicado en cualquier condición climática, fácilmente cortado con tijera o cuchillo.
- Mínimas pérdidas.
- No se pudre y no contamina.
- Presenta excelente resistencia a ataques químicos, biológicos y a la foto degradación.

2.4.2. EJEMPLO DE APLICACIÓN

El tiempo requerido para conseguir la consolidación primaria es muchas veces muy largo e incompatible con las necesidades de operación para las que fue diseñada la estructura. Para estas circunstancias el uso correcto de geocompuestos (drenes verticales) junto con la rigidez del refuerzo de las geomallas permiten obtener el grado de consolidación requerido por el diseño en el tiempo adecuado. El resultado es la eliminación de los asentamientos diferenciales localizados.

2.4.2.1. DISTRIBUCIÓN DE CARGAS SOBRE GRANDES ÁREAS

En muchas ocasiones son construidos estacionamientos, áreas de almacenaje y grandes áreas en general, sobre suelos con propiedades mecánicas pobres, bajo estas circunstancias, asentamientos diferenciales localizados, causados por la presencia de cargas permanentes representa la principal falla en el suelo natural y en la base.

La figura 2.4.2 muestra esquemáticamente como la carga permanente de desperdicios sobre relleno pueden producir asentamientos en la sub-base y consecuentemente sobre esfuerzos en las capas impermeables, el dren vertical junto con la geomalla bio-orientada, refuerzan la base en las áreas permanentemente cargadas como se muestra en la figura 2.4.3, esto asegura una distribución más uniforme de cargas con una mayor capacidad de carga. Como resultado se

reducen los asentamientos diferenciales, la vida útil de la estructura aumenta mientras el impacto ambiental es minimizado.

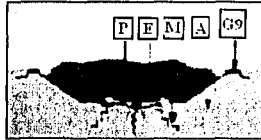


Figura 2.4.2 Carga permanente en relleno

(A suelo blando, E desperdicios sobre relleno, M rotura de material, P esfuerzo de tensión)

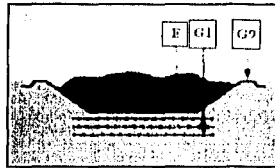


Figura 2.4.3 Distribución de cargas

(E desperdicios sobre el relleno, G1 dren vertical y geomalla, G9 geomembrana)

3. GEOSINTÉTICOS APLICADOS EN LA INGENIERÍA HIDRÁULICA

3. GEOSINTÉTICOS APLICADOS EN LA INGENIERÍA HIDRÁULICA

Desde tiempos muy antiguos el hombre ha utilizado su ingenio para transportar y almacenar el agua que necesita para uso doméstico, ganadero o agrícola. Los geosintéticos son nuevos o mejorados materiales que han surgido y que pueden ser utilizados en obras de ingeniería hidráulica, aportando soluciones específicas, con grandes ventajas para diseñadores y contratistas.

Los materiales geosintéticos tienen un amplio campo de aplicación en las obras hidráulicas, representan una nueva alternativa para sustituir materiales naturales y proporcionar nuevas soluciones al flujo de agua como: permeabilidad, retención de líquidos, filtración y drenaje, factores que influyen en las características de las estructuras hidráulicas.

La necesidad de reducir el flujo de agua a través de un medio permeable, ha sido resuelto en forma tradicional, empleando materiales de permeabilidad reducida, como el concreto o suelos finos compactados; en años recientes se están utilizando los geosintéticos de baja permeabilidad como recubrimientos y barreras en obras de tierra o como revestimiento superficial de canales, lagunas de aguas residuales, trincheras impermeables, revestimientos de presas cubiertas de relleno, vertedores de emergencia, plantas de tratamiento y otro tipo de obras hidráulicas, con el propósito de controlar el flujo o las filtraciones y en otros casos para proteger contra la erosión.

En este capítulo se analizarán las geomembranas y geotextiles que son utilizados actualmente, como filtros, drenajes y revestimientos de obras hidráulicas, como canales, embalses, presas y diques.

3.1. FILTRACIÓN Y DRENAJE

En cualquier obra de ingeniería es muy importante tener un manejo hidráulico adecuado para evitar problemas posteriores a la obras, en muchos casos un enemigo principal es el agua y una de las soluciones a dicho problema está en el uso de los geosintéticos.

Dos de las aplicaciones de los geosintéticos ayudan a solucionar los problemas con el agua, éstos son la de filtración y drenaje. La capacidad drenante de un geosintético viene determinada por la permeabilidad que el geosintético presenta para que los fluidos circulen en su plano. Su función de filtro se debe a su capacidad para retener partículas sólidas mayores de una determinada granulometría, permitiendo el paso del agua-aire.

La permeabilidad del geosintético debe ser mayor que la permeabilidad del suelo que se pretende filtrar. La lámina filtrante debe evitar la migración de finos, que puede conducir al colapso de una estructura en Ingeniería hidráulica. El geosintético de filtración también se debe diseñar para evitar una acumulación de finos que provoque la colmatación del sistema de acuerdo con la granulometría del terreno.

La porometría del geosintético es un parámetro muy importante. El geosintético filtrante se define por su abertura de filtración y por su permisividad. Es necesario que el geosintético sea resistente a la perforación, putrefacción y estable ante posibles ataques de agentes químicos. La pérdida gradual de permeabilidad que el sistema geosintético sufre no debe dar lugar a presiones intersticiales significativas.

Los geosintéticos que se usan en estas aplicaciones son los geotextiles, georedes, geodrenes, geocompuestos y geotubos.

3.1.1. GEOTEXTILES APLICADOS A FILTRACIÓN Y DRENAJE

El papel que se asigna a los geotextiles en un obra puede ser uno sólo o la combinación de varios (separación, filtración, drenaje y refuerzo). Cuando se utiliza un geotextil en el interior de una masa de suelo, como filtro o dren, se requiere en forma simultánea que la abertura entre las fibras sea lo suficientemente grande para que el agua fluya en forma casi libre y que las aberturas sean lo suficientemente pequeñas para que no se destruya la estructura del suelo por migración de partículas. Los criterios tradicionales en filtros granulares establecen que la permeabilidad del filtro debe ser mayor de 10 veces la del suelo y que los mayores espacios del filtro, deben ser menores que las partículas de mayor tamaño del suelo, para evitar la tubificación.

Cuando se aplica un gradiente hidráulico en la interfase entre suelo-geotextil, pueden ocurrir tres tipos de migración de partículas:

- Las partículas menores pueden ser transportadas a través del geotextil y medio drenante, este transporte continúa hasta que se desarrolla un filtro estable en la interfase, este tipo de migración ocurre en conductos del suelo y se le llama tubificación.
- Las partículas de tamaño pequeño a intermedio, se pueden alojar en los poros del geotextil o ser atrapadas por las fibras debido a fuerzas electrostáticas, lo que reduce el volumen de vacío del geotextil y provoca una disminución en la capacidad del flujo, a lo cual se le denomina colmatación o atascamiento.
- Un filtro de transición se puede desarrollar en el suelo aguas arriba de la interfase, como resultado de la migración de partículas pequeñas, lo que reduce la capacidad del flujo cuando las partículas son retenidas aguas arriba del geotextil, formando una capa (filtro de transición) que afecta las funciones de filtración y drenaje del geotextil, a lo que se le llama taponamiento y cegamiento.

La formación del filtro de transición es la que rige el comportamiento hidráulico a largo plazo del sistema. Se han realizado varias pruebas de la variación típica de la permeabilidad con respecto al tiempo del sistema suelo-geotextil dando los siguientes resultados:

- Al inicio de la prueba, la permeabilidad disminuye seguida de un período de estabilización, que corresponde a la formación del filtro de transición aguas arriba del geotextil.
- La permeabilidad final del sistema suelo-geotextil, es menor que la del suelo o la del geotextil y depende del filtro de transición.
- El decremento típico de la permeabilidad del sistema es de 10 veces, con disminuciones mayores debidas a la colmatación.
- La tubificación continua solo ocurre en aberturas mayores de 2 mm, en menores aberturas la tubificación inicial se detiene.
- Los filtros granulares y geotextiles no tejidos tienen un comportamiento similar.

- El flujo a través del sistema suelo-geotextil es un fenómeno complejo, que solo puede ser evaluado en pruebas de compatibilidad a largo plazo.

Actualmente existen en el mercado varias firmas productoras de geotextiles, las cuales a su vez tienen distintos tipos de fibras con diferentes propiedades físicas. Para seleccionar adecuadamente uno de estos geotextiles deberá ser estudiado como sistema en interacción con el suelo. Algunas de las principales propiedades son:

- Características estructurales.
- Facilidad para eliminar el agua, evitando el aumento de presiones de poro.
- Suficiente resistencia y durabilidad a lo largo de su vida útil.
- Resistencia al medio en donde se encontrará actuando (sales, agentes químicos y biológicos, etc.).

3.1.2. GEOREDES APLICADAS A FILTRACIÓN Y DRENAJE

Las principales funciones de las georedes en obras hidráulicas son:

- Drenaje de líquidos y gases presentes en el suelo bajo las geomembranas.
- Drenaje de las pérdidas accidentales de la impermeabilización primaria (cuando se utiliza la de la doble impermeabilización).
- Drenaje de filtrados y de las aguas sobre la impermeabilización primaria.

3.1.3. GEOCOMPUESTOS APLICADOS A FILTRACIÓN Y DRENAJE

En el capítulo 2 se mencionaron las características para drenaje vertical, a continuación se indican las características del geocompuesto como drenaje horizontal:

Tiene un importante papel en áreas de almacenaje, estacionamientos, campos de fútbol, cuerdas etc; y es formado por dos elementos, uno filtrante y el otro drenante. El elemento filtrante impide

la colmatación del elemento drenante, tanto durante la colocación de suelo como durante la infiltración de las aguas presentes, previniendo infiltraciones en la estructura y la retención excesiva de agua en el terreno. Además de estas funciones los dos elementos también protegen la impermeabilización contra daños mecánicos.

3.1.1.4. GEOTUBOS APLICADOS EN DRENAJE

El polietileno es un plástico de alta densidad que es utilizado en la fabricación de tuberías corrugadas para el uso en aplicaciones de flujo por gravedad, aunque frecuentemente son confundidas con tuberías de PVC (cloruro de polivinilo) las tuberías de polietileno tienen una mayor duración que las tuberías de PVC, en la industria geosintética existe una tubería hecha con el 100% de resina de HDPE y negro de humo, con alta capacidad de resistencia a la erosión, a los rayos ultravioleta y al envejecimiento, ayudando a ahorrar en el costo de mantenimiento, esta tubería se aplica en bocas de tormenta, alcantarillas, cruces de vías, drenaje de bordes y pendientes, canchas de golf, etc.

Las tuberías de polietileno corrugadas están hechas como ya se menciona de plástico de polietileno de alta densidad, fabricada por extrusión y conformación al vacío, pueden ser de pared simple (corrugado interior) o de pared doble (interior liso). La tubería de pared doble está diseñada con un exterior corrugado fuerte y con una pared de interior lisa para mejorar la eficiencia hidráulica a largo plazo, por ejemplo para el drenaje de lluvia, ofrece hasta el 50% de más capacidad que la corrugada de acero y significativamente más capacidad que la tubería de concreto reforzado.

La tubería de interior liso no permitirá la acumulación de suciedad ni alentar la sedimentación, incluso en pendientes bajas, esta ventaja permite que los sistemas de tuberías tengan menor diámetro. comparado con materiales tradicionales proporcionan una resistencia mayor a los productos químicos, sales de carretera, combustibles y aceites; no se oxidan, deterioran ni disgregan, resisten repetidos ciclos de congelamiento/descongelamiento y temperaturas continuas bajo cero.

Al igual que las tuberías tradicionales, se cuenta con accesorios que proporcionan una transición entre las tuberías de diferentes tamaños o para cambios de ángulos. Los accesorios permiten que los proyectos se desarrollen normalmente acomodando fácilmente los cambios, planificados o no en el terreno.

3.1.5. EJEMPLOS DE APLICACIÓN

En seguida se incluyen algunos ejemplos de la aplicación de los geosintéticos como sistemas de drenaje y filtración.

3.1.5.1. DRENAJE EN BASES DE CAMINOS Y VÍAS

Cuando es necesario construir caminos y terracerías en suelos que contienen estratos con alta plasticidad y alta compresibilidad (estratos de arcilla), es de gran importancia drenar dichos estratos, liberando al cuerpo de la terracería de la negativa influencia que la presencia del agua trae a dicha estructura.

Ya sea en caminos pavimentados o no pavimentados y en vías ferroviarias, en especial en suelos blandos es posible emplear un geocompuesto entre la sub-base y la capa superior de material inerte. El geocompuesto separa las dos capas y evita la contaminación entre estratos, previniendo cualquier acumulación de agua y permitiendo obtener una base bien drenada y seca.

3.1.5.2. RECOLECCIÓN DE LIXIVIADOS

En los rellenos sanitarios generalmente se tienen que construir terraplenes muy pronunciados para contener mayores volúmenes de desperdicio, no se pueden utilizar los sistemas tradicionales de drenaje y recolección de lixiviados a base de estratos de arena. En estos casos se pueden colocar georedes o geocompuestos bajo las geomembranas para protección mecánica de las mismas, para el drenaje de gas y líquido presentes en el suelo y entre dos geomembranas como drenaje de las pérdidas eventuales sobre sistemas a doble impermeabilización.

3.1.5.3. CUBIERTAS DE RELLENOS SANITARIOS

El agua pluvial de infiltración, al escurrir sobre el producto elegido para sellar el relleno, reduce el coeficiente de fricción y provoca subpresiones que causan desprendimiento. Los geocompuestos filtro-drenantes garantizan la eliminación de agua de lluvia que se puede filtrar, el la figura 3.1.1 se observa una cubierta doble de impermeabilización que no permitirá pasar el agua.

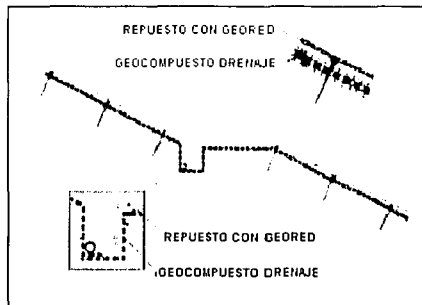
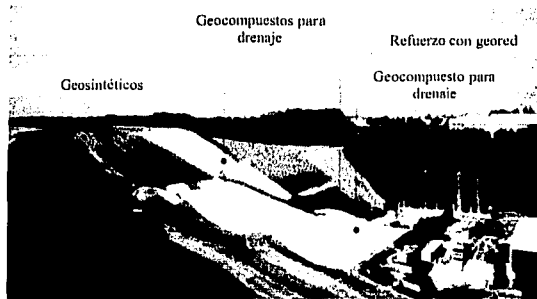


Figura 3.1.1 Relleno sanitario con cubierta doble, sección de la cubierta final

3.2. IMPERMEABILIZACIÓN DE ESTRUCTURAS QUE CONTIENEN FLUIDOS EN PRESAS, EMBALSES Y CANALES

Un principio fundamental de supervivencia es el almacenamiento de agua en tiempos de lluvia. En épocas anteriores se utilizaban como recursos de almacenamiento los canales naturales, pantanos, ríos, lagunas, etc. Actualmente el problema de suministro de agua se resuelve mediante el almacenamiento de los mismos, en presas, embalses para riego, lagunas artificiales y canales revestidos, con la ventaja de que puede ser impermeabilizados por los nuevos productos geosintéticos a base de láminas plásticas llamadas geomembranas, estas ventajas son comprensibles si se tiene en cuenta lo siguiente:

- Los trabajos básicos, previo estudio técnico, para la construcción de los embalses son excavar, compactar e impermeabilizar.
- No necesitan de grandes estudios, ni especiales autorizaciones.
- Al encontrarse el embalse cerca de la zona de suministro, la conducción presenta un costo más reducido.

Si se hace un análisis comparativo del costo de diferentes tipos de construcción de embalses (concreto, prefabricados, mampostería, etc.), se observa una importante ventaja en economía a favor de los embalses de tierra que pueden ser de alrededor de 1/5 parte del costo medio de los otros métodos. Por lo anterior en este capítulo se mencionarán algunas aplicaciones de este material en presas, embalses y canales. Y su uso en la ingeniería que trata con el suelo, el agua y con los demás elementos de la naturaleza para darle un manejo apropiado.

3.2.1. ELEMENTOS A CONSIDERAR EN LA CONSTRUCCIÓN DE PRESAS Y EMBALSES

En todo proyecto de presas y embalses se deberá tener una información completa y veraz de cualquier elemento que pueda tener incidencia, para su ejecución los estudios previos se podrán clasificar como se describen a continuación:

- **Emplazamiento:** los elementos que influirán en la construcción y en el costo de la obra son la accesibilidad, precio del terreno, proximidad entre la zona de alimentación y la zona de consumo del agua; datos climatológicos (orientación, dirección y fuerza de los vientos, efecto de oleaje, insolación, evaporación, régimen de lluvias, riesgos de erosión en taludes y temperaturas extremas); calidad del terreno que permita una compactación correcta y económica. Además en los estudios de emplazamiento también es necesario considerar el riesgo sísmico.
- **Entorno:** las características mecánicas del terreno serán indispensables para definir la geometría del depósito, para calcular asentamientos previsibles bajo la presión de la columna de agua y las pendientes de los taludes y los volúmenes de tierra; tomando en cuenta el estudio geológico y de capas superficiales.
- **Aguas a Embalsar:** la información sobre las aguas a embalsar reviste una gran importancia para el dimensionamiento y diseño del proyecto, esta información permitirá la procedencia del agua, las conducciones para su transporte y sobre todo su destino o utilización. Se observa un embalse considerando las características arriba mencionadas en la figura 3.2.1.



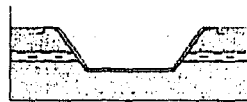
Figura 3.2.1 Embalse "El Saltadero" (Islas Canarias)

- **Acceso:** Este deberá ser factible para el paso vehicular de los equipos durante la ejecución de la obra y al final de la misma para su explotación y mantenimiento.
- **Geología y Geotécnica;** la estructura y composición de los suelos del terreno es de relevante importancia, ya que será el único material a utilizar en la estructura del vaso. Una vez obtenidos todos los datos, se deberán tomar las precauciones indicadas en la tabla

3.2.1 para evitar que en los geosintéticos se presenten daños como los mostrados en la figura 3.2.2.

Tabla 3.2.1 Tipo de suelo con sus complicaciones		
Tipo de suelo	Problema	Solución
Roca calcárea, yeso	Riesgo de hundimiento	Cambiar el emplazamiento
Turba, fango, cieno	Salida de gases	Drenaje
Arcilla blanda	Asentamientos diferenciales	Geotextiles o georedes
Suelos orgánicos	Salida de gas	Drenaje y canalización
Suelos con erosión interna, Agua subterránea	Hundimientos	Drenaje y canalización
Nivel freático superior a la geomembrana	Levantamiento de la geomembrana	Drenaje de la capa freática

Fuente: Alko Drakn Ibérica, S.A. www.alkor.es



1.- Aparición de una capa impermeable y de un caudal temporal (lluvia).



2.- Compresión de los gases en un subsuelo no saturado debido a la subida de un caudal subyacente.



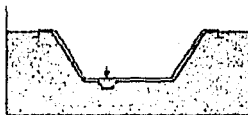
3.- Descomposición de materias orgánicas.



4.- Capa freática más alta que el nivel de agua en los embalses.



5.- Vaciado rápido de un embalse en equilibrio con el exterior durante el período de servicio (nivel permanente o alimentado por escape).



6.- Hundimiento localizado, consecuencia de un escape.

Figura 3.2.2 Principales causas de subpresiones y de irregularidades bajo una geomembrana en ausencia de drenaje de agua y gas

A partir de la clasificación anterior y de forma generalizada se podrán definir cuatro tipos de embalses:

- Los embalses totalmente en excavación o desmontes.
- Los embalses en terraplén.
- Los embalses mixtos (terraplén-excavación).
- Los embalses en colina con cierre ó dique.

En la mayoría de los casos, los embalses mixtos son los más usuales y económicos, mientras que los embalses en colina con cierre ó dique son los que más se ajustan a condiciones de montaña.

3.2.2. CAPACIDAD Y GEOMETRÍA DEL EMBALSE

Los criterios aplicados para establecer el volumen o tamaño óptimo del embalse, derivan de los factores funcionales, económicos, geotécnicos, climáticos y de seguridad. La instalación de la geomembrana como base de la pantalla de impermeabilización dependerá del relieve y la estructura geológica del emplazamiento. La sección típica de un embalse estará definida por los taludes interiores del vaso, su inclinación estará en función de la estabilidad de las tierras y de la membrana de impermeabilización, las características del diseño dependerán de los siguientes puntos:

- Las pendientes interiores y exteriores del embalse.
- La altura de agua del embalse (presión sobre el fondo y paredes).
- La altura del terraplén por encima del suelo.

Una vez definida la pendiente de los taludes, la superficie del fondo es el último elemento de la geometría del embalse, cuya pendiente tiene por finalidad permitir el vaciado total del embalse a través del dispositivo de desagüe de fondo para su limpieza y mantenimiento.

La altura del agua o profundidad del vaso constituirá una de las decisiones básicas del proyecto.

ya que por la experiencia de algunos constructores se puede afirmar que la profundidad descable oscila entre 10.00 y 15.00 m para depósitos con capacidad superior a cincuenta mil metros cúbicos.

3.2.3. IMPERMEABILIZACION DE PRESAS Y EMBALSES

Una presa ó embalse se compone de dos elementos principales, una estructura de tierras que conforma el vaso propiamente dicho y una impermeabilización que recubre totalmente su interior. La solución a adoptar influirá en el resultado económico y funcional de la instalación proyectada. Cuando se deba elegir el tipo de impermeabilización es necesario analizar, las acciones a las que pueda estar sometida y que dependerán del diseño, además del entorno en el que se localiza, en la figura 3.2.3 se muestra el procedimiento para la impermeabilización.



Figura 3.2.3 Instalación de geomembrana

Entre las acciones más importantes se encuentran:

- El viento sobre la impermeabilización, es una de las causas de daño cuando no existe protección exterior (los esfuerzos así producidos como la succión, deberán de equilibrarse mediante anclajes o según los casos con láminas armadas).
- Temperatura, se deberán analizar las máximas y las mínimas diarias anuales y evaluar las dilataciones y contracciones con los consiguientes esfuerzos en los elementos de anclaje.
- El granizo sobre una lámina puede arruinar la impermeabilización, si esta no es consistente.

- La radiación solar, en la exposición directa de la geomembrana, es una condicionante para su diseño.
- El oleaje, producido por el viento, es una acción que se transmite al soporte de la pantalla pudiendo producir una disgregación de la misma.
- La vegetación, raíces, boleos, etc., pueden producir problemas en todo tipo de impermeabilizaciones.
- Entre otras acciones se deben considerar los elementos flotantes (troncos, hielos, etc.), vertidos incontrolados y el inevitable vandalismo.

Tabla 3.2.2 Criterio para elección de una geomembrana

Espesor-Taludes	Suelo	Pendiente	Dimensión	Altura	Compactación	Fondos
1.2 mm	Arcilloso	3:1 a 2:1	< 250 m	< 10 m	90 proct	1.2 mm
1.2 mm reforzado	Arcilloso	> 2:1	< 250 m	< 10 m	90 proct	1.2 mm
1.5 mm	Arcilloso	3:1 a 2:1	< 250 m	> 10 m	90 proct	1.2 mm
1.5 mm reforzado	Arcilloso		< 250 m	> 10 m	90 proct	1.5 mm
1.2 -1.5 mm reforzado geotextil	Algo Rocoso	3:1 a 2:1	< 250 m	> 10 m	95 proc	1.2 mm
1.2 -1.5 mm reforzado	Algo Rocoso	3:1 a 2:1	> 250 m	> 10 m	95 proct	1.2 mm
1.5 mm reforzado	Algo Rocoso	2:1	> 250 m	10 a 15 m	95 proct	1.5 mm
1.5 mm reforzado	Algo Rocoso	> 2:1	> 250 m	> 10 m	95 proct	1.2 mm

Fuente: Alko Dmka Ibérica, S.A. www.alkor.es

3.2.3.1. CRITERIO PARA LA ELECCIÓN DE LAS GEOMEMBRANAS

La primera parte del planteamiento en la impermeabilización de un embalse consiste en elegir en base a las características de la obra, el tipo de geomembrana, (si es armada o no-armada), el espesor, el color y verificando la soldadura conveniente para formar la geomembrana. La tabla 3.2.2, nos indica los criterios para la elección de una geomembrana, en donde la pendiente de los taludes (2:1), esta dada como una relación horizontal vertical.

Partiendo de láminas de 2.05 m ó más de ancho, se estudia el despiece de la superficie a revestir; todo ello influye directamente en el costo de la impermeabilización. La elección de paneles mayores aumenta el costo del transporte, pero disminuye el número de soldaduras a realizar en obra.

3.2.3.2. CRITERIOS DE INSTALACIÓN PARA LA GEOMEMBRANA

Para la colocación de geomembranas en presas y embalses se deberán tomar en cuenta los siguientes criterios:

- Al finalizar los trabajos de excavación y compactación, se deberán realizar una inspección final para asegurar que se tiene la superficie libre de piedras y resaltes agresivos. Si se observa alguna agresividad sobre el soporte es necesario instalar un geotextil para que proteja a la membrana contra la perforación por la agresividad del terreno.
- La unión entre láminas se realiza por soldadura de aire caliente, cuña caliente o disolvente esta última será posible en función de las condiciones de trabajo y espesor de la lámina.
- La calidad de las soldaduras estará influenciada por las condiciones atmosféricas (temperatura y humedad), condiciones de soldadura (temperatura, velocidad y presión) y por el estado superficial de la lámina (limpieza y humedad). Por todo ello deberán ajustarse las máquinas para obtener un correcto ensamblado. Las láminas deberán disponerse de tal forma que el ancho de su traslape sea igual o mayor a 50 mm y el ancho mínimo de la soldadura en el traslape en cualquier punto sea mayor a 40 mm.
- Soldaduras en taller se realizarán, mediante energía por alta frecuencia, se funde el material de ambas caras del traslape se presiona uniformemente de manera que resulte una unión homogénea e instantánea.
- Todas las soldaduras independientemente de la técnica empleada deberán ser revisadas mediante un punzón o cualquier otro sistema de control a fin de poder garantizar la estanqueidad total del trabajo.
- Para la instalación en obra, la distribución del material se hará según el plan de unión de los paneles, para así disminuir los traslados por la obra y limitar los riesgos de daños a la

geomembrana. Los paneles prefabricados se enumeran en función de los planos para facilitar la colocación en obra; la unión se hará según los planos de despiece y ha medida que vaya avanzando la obra se controlan las soldaduras; en la figura 3.2.4 se observa la forma de colocación de la geomembrana.

- Cuando se coloque la geomembrana, se procurará que no rueden sobre su superficie los guijarros o los bloques situados en la corona, que no se deteriore el soporte con los vehículos de obra, que se evite la formación de pliegues o cualquier desplazamiento del geotextil, se evitarán los pliegues en la geomembrana para poder facilitar las operaciones de soldadura en obra según se aprecia en la figura 3.2.3. Del mismo modo se tendrá que evitar durante su instalación la acción de los vientos, por lo que se tendrán que colocar lastrados oportunos.



Figura 3.2.4 Lastrado de geomembranas y geotextil

3.2.3.3. CRITERIOS DE ANCLAJE

Para asegurar la estabilidad del embalse, disminuir las tensiones en la geomembrana y evitar posibles corrimientos se deberán colocar anclajes. Algunos de los cuales se mencionan a continuación:

- Por zanja excavada y rellena de tierra, concreto o grava.
- Por lastrado en escalón o bermá, y en las líneas de máxima pendiente.
- Por fijación mecánica a soportes de prefabricados.

Las zonas de anclajes se estudiarán según el proyecto del embalse, entre ellas se encuentran los siguientes:

- Anclaje en la corona: cuando se realice mediante zanjas perimetrales, tendrá una sección mínima de 40 x 40 cm. La distancia de la zanja de anclaje respecto a la corona del talud será igual o mayor a 50 cm. Será necesario dar una vuelta de 30 cm de la geomembrana sobre la parte horizontal al fondo de la zanja de anclaje, esto se aprecia en la figura 3.2.4.
- Anclaje a pie de talud: pueden realizarse mediante zanja excavada o por lastre.
- Anclaje intermedio en talud: se realizarán en taludes de grandes longitudes, se practicará un escalón o berma en la pendiente para no desestabilizar el talud. El anclaje de la membrana se realiza por lastrado y no por zanja, pues toda excavación en la zona intermedia del talud causaría un deterioro del soporte y una discontinuidad del drenaje. Este tipo de anclaje se muestra en la figura 3.2.4.
- Anclaje en el fondo: se realizara mediante zanja excavando al pie del talud, rellenando con material del mismo terreno, esto se esquematiza en la figura 3.2.4.

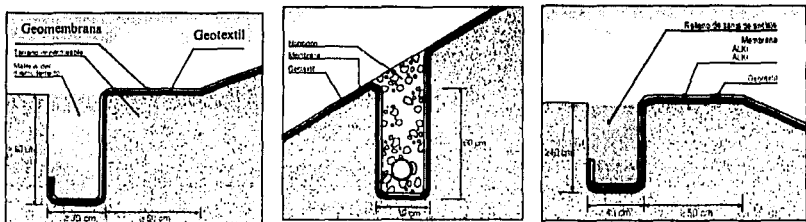


Figura 3.2.4 Ejemplos típicos de anclaje en el fondo, por fijación con concreto y en la corona

3.2.4. OBRAS COMPLEMENTARIAS

Cuando forzosamente se deban realizar obras con concreto, se actuará de acuerdo a las siguientes reglas: los colados de concreto adoptarán superficies regulares con formas redondeadas y la zona de unión entre el soporte y el colado de concreto deberá estar perfectamente compactado.

En todo proyecto de almacenamiento se deben de considerar las siguientes obras complementarias.

- Murete perimetral de cemento: para concluir el embalse, puede optarse por realizar un murete perimetral de cemento en la zona de corona del talud.
- Vertedero: en todo proyecto deberá incorporarse una salida de agua para los casos en que el nivel de agua exceda el máximo considerado y así evitar que dicho exceso rebose por encima de la corona. Por tal motivo se colocará por debajo del nivel máximo del embalse y contemplando que el posible oleaje no lo supere.
- Drenajes: son necesarios para una correcta evacuación de los líquidos y gases acumulados bajo la membrana, el drenaje de las aguas se asociará al drenaje de los gases.
- Valla perimetral: mediante una valla periférica se protegerá la obra del vandalismo del vandalismo, de los animales y para evitar accidentes. Además, la colocación de una cuerda en los extremos del embalse servirá de salvavidas para las posibles caídas de personas.
- En estas obras se deben de tomar en cuenta las uniones en tuberías.

3.2.5. IMPERMEABILIZACIÓN DE CANALES

Los canales utilizados para el transporte de agua, sufren importantes deterioros por los cambios de clima que se producen en su área de emplazamiento. Esto se traduce en pérdidas importantes de caudal de agua, por fisuras o agrietamientos y por defectos en las juntas de unión del concreto, por superficie rugosa e irregular del concreto, almacenamiento de sedimentos, lodos, ramas, etc. Todos ellos de difícil limpieza, generando un incremento en los costos de mantenimiento y reparación.

Ante estos problemas se ha generado nuevos sistemas de construcción, el cual se basa en la utilización de las geomembranas; tomando en cuenta que a todo revestimiento de un canal se le debe exigir que sea suficientemente impermeable, presente baja resistencia al flujo y sea resistente a la fricción, por consiguiente debe ser estable química, mecánica y estructuralmente.

como se observa en la figura 3.2.5.

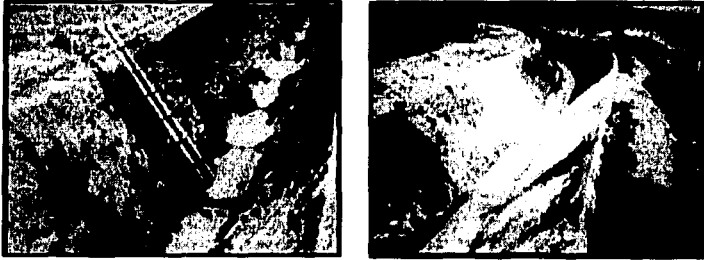


Figura 3.2.5 Instalación de geomembrana PVC

3.2.5.1. CARACTERÍSTICAS DE LAS GEOMEMBRANAS COMO REVESTIMIENTO EN CANALES

Las geomembranas de PVC presentan un conjunto de características, que las hacen uno de los elementos más adecuados para su uso como revestimiento de canales, puesto que impermeabilizan en grado máximo de soporte, protegen contra la corrosión y dotan al canal de una superficie de baja rugosidad, el PVC es además un material relativamente barato y sencillo de colocar.

Este tipo de geomembranas sin armar o armadas con malla de poliéster, son las más aptas para la impermeabilización de canales, ya sea de nueva construcción o como de reparación donde las pérdidas de agua son abundantes.

En seguida se presentan algunas de sus características y/o propiedades.

- Membrana fabricada exclusivamente a partir de resinas que garantizan características constantes y óptima durabilidad.
- Resistencia al hinchado y envejecimiento

- Elevado nivel de estanqueidad incluso bajo deformación permanente
- Elevada capacidad de adaptación a las irregularidades del soporte gracias a su alta deformabilidad y a la elevada resistencia de sus soldaduras
- Elevada resistencia al punzonamiento
- Resistencia a las raíces
- No es resistente a los asfaltos, aceites y alquitranes
- Excelente resistencia ante los rayos UV.

3.2.5.2. CRITERIO PARA LA INSTALACIÓN DE GEOMEMBRANAS EN CANALES

Para la instalación de las geomembranas tanto las empresas fabricantes como diversos organismos internacionales que regulan su uso mencionan recomendaciones sobre los revestimientos en estos materiales.

La primera clasificación que cabe realizar de los revestimientos con geomembranas de PVC es la distinción entre aquellas con un recubrimiento o capa protectora, ya sea de concreto o materiales sueltos (geomembrana enterrada) y aquellas sin recubrimiento, es decir geomembranas colocadas en superficie. En ambos casos el objetivo es la impermeabilización.

Los revestimientos con geomembrana no expuesta presentan las siguientes ventajas:

- La geomembrana esta protegida de los rayos UV y otras acciones exteriores relacionadas con la intemperie.
- La geomembrana no sufre acciones mecánicas de origen exterior como podrían ser el impacto de objetos flotantes o las del tránsito de maquinarias con el canal vacío.

Los revestimientos con geomembrana expuesta presentan como ventajas:

- Facilidad de inspección, reparación o sustitución. La rápida detección de zonas degradadas evita la propagación de daños.

- Nula resistencia al flujo

Las soldaduras y traslapes de revestimiento se instalan con criterios similares a los indicados en el capítulo de impermeabilización de presas y embalses que se pueden resumir a continuación.

Las soldaduras permiten asegurar una unión total de las superficies que pasan a formar un mismo elemento. La calidad de la soldadura está influenciada por las condiciones atmosféricas (temperatura, humedad), condiciones de maquina (temperatura, velocidad, y presión) y por el estado superficial de la geomembrana (limpieza y humedad).

El traslape deberá ser igual o mayor a 50 mm, y la anchura mínima de las soldaduras en cualquier punto deberá ser mayor a 40 mm, en la figura 3.2.6 se observa la instalación de la geomembrana soldada.

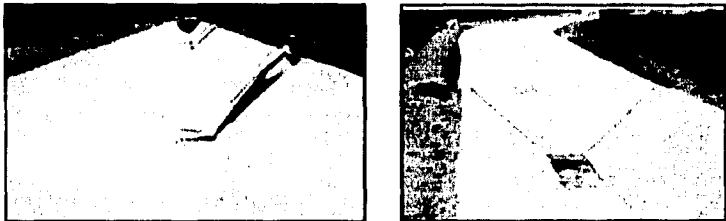


Figura 3.2.6 Instalación de la geomembrana soldada

3.2.5.3. DISEÑO DEL REVESTIMIENTO

Al diseñar un revestimiento deben contemplarse varios factores fundamentales: el sustrato, influencia del nivel freático, disposición de la geomembrana, juntas, anclajes entre otras.

- El sustrato: dependiendo si el sustrato es de tierra o de concreto las recomendaciones son muy distintas. Como punto fundamental, el sustrato debe ser regular para no provocar punzamientos en la geomembrana.

En canales de tierra se debe contemplar como aspecto esencial el diámetro del grano y la estabilidad estructural del canal, incluyendo el control de los asentamientos. La base sobre la que se dispondrá la geomembrana debe ser una superficie relativamente lisa y sin granos gruesos.

Para evitar el crecimiento de plantas y reducir la actividad biológica conviene extender superficialmente materiales inertes o bien esterilizar la capa superficial mediante la aplicación de químicos (herbicidas). En cualquier caso, todas las plantas, raíces y materia orgánica deben ser retiradas previamente a la instalación de la geomembrana, ya que su crecimiento puede dañarla seriamente.

En caso de canales de concreto en mal estado, debe hacerse una reparación previa, no tanto para asegurar su impermeabilización sino para evitar la rotura de la geomembrana por punzonamiento, o por presión no compensada en un hueco o fisura de concreto.

- **Influencia del Nivel Freático:** al vaciar un canal la presión del agua deja de ejercerse, quedando la geomembrana descargada. Si el nivel freático está bajo de la base del canal, está quedara intacto. Si el nivel freático está por encima de la base, las presiones del agua en las grietas del terreno tendrán un rápido camino de disposición a través del talud. Mientras el nivel del agua tras la geomembrana se mantenga igual al nivel freático, esta se vera sometida a una presión en sentido contrario al usual, con esta presión no se encuentra más compensación que el peso propio o la tensión de la geomembrana, esto puede ocasionar el colapso del revestimiento, por levantamiento, por rotura de la lámina o falla en los anclajes.

Si se prevé la existencia de un nivel freático alto o debido a posibles filtraciones, será necesaria la disposición de un sistema de drenaje. El cual consiste en colocar una capa granular sobre el sustrato en los taludes, que cumplan dos funciones: evitar el transporte de finos del terreno y recoger el agua hasta la base.

- **Disposición de la geomembrana:** la presentación en obra de la geomembrana, puede ser en rollos o prefabricadas, dependiendo del instalador. En el primer caso, el ancho de la

geomembrana es fijo dependiendo del fabricante y las especificaciones de la obra. Pueden adoptarse distintos anchos, si bien no usuales anchos inferiores a un metro ni superiores a diez metros. La prefabricación consiste en piezas de geometría variable según las especificaciones de proyecto y así mismo las dimensiones que marquen los equipos de transporte y puesta en obra. Cabe mencionar que las soldaduras que se ejecutan en taller garantizan una calidad mayor.

Excepto en canales de pequeño perímetro no es usual revestir todo el canal de una pieza en sentido longitudinal. Puede optarse por revestirlos por piezas en sentido transversal o longitudinal.

La conveniencia de uno u otro método dependerá de la geometría de los taludes y de las dimensiones de la sección. En taludes tendidos o que permitan su revestimiento con una sola pieza puede optarse por el revestimiento longitudinal, que presentara menos resistencia al flujo. En taludes de fuerte pendiente, incluso verticales, es usual un revestimiento transversal, por facilidades puestas en obra. La planificación y el control de la obra son también más fáciles si el revestimiento es transversal, ya que se reviste sección por sección.

El viento es un problema importante a la hora de extender la geomembrana. La circulación de aire bajo esta puede levantarla y hacer un trabajo muy defectuoso. Deben disponerse elementos de lastrado temporal, como son sacos de arena, neumáticos, etc. No es recomendable uso de objetos metálicos o de concreto, ya que podrán producirse punzónamientos y roturas al retener la lámina frente a la acción del viento, estos asegurar que no se producirán esto levantamientos.

En el caso de revestimientos no expuestos y dado que no será recubierto de tierra o de concreto, no es habitual efectuar anclajes de la geomembrana al sustrato, haciéndose anclajes de coronación.

Una particularidad de los revestimientos flexibles es su perfecto comportamiento ante

pequeños movimientos del sustrato, como puede ser asentamiento, restricciones del concreto, etc. Esto es cierto siempre que la geomembrana no se adhiera a él, ya que en este caso la geomembrana se figuraría del mismo modo que el concreto del subsuelo.

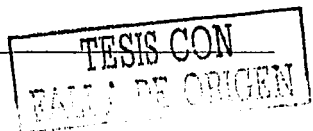
- Juntas: las uniones entre geomembranas pueden ser por fusión (aire caliente, alta frecuencia, cuña caliente) ó unión con disolvente. Los procesos de soldadura se describen en el subcapítulo 3.2.3.2.
- El anclaje de las geomembranas al soporte tiene como objetivo fundamental la sujeción de la misma, para evitar el corrimiento o el arrastre por la corriente de agua. Los criterios de anclaje se mencionan en el subcapítulo 3.2.3.3.

3.3. REFUERZO DE SUELO PARA LA CONSTRUCCION DE DIQUES

Como se comentó anteriormente, el almacenamiento de agua ha requerido de soluciones muy variadas en función del volumen por almacenar, de las características del terreno de desplante y de las condiciones geográficas del lugar. Un caso muy especial es el que comprende la captación y retención de aguas para una posterior distribución o bien la necesidad de proporcionar áreas protegidas del flujo de agua, en las márgenes de los ríos y costas, con la construcción de bordos y embalses seguros e inclusive en la construcción de rompeolas como protección a los efectos de oleaje.

La solución adoptada para la captación y retención de agua ha consistido tradicionalmente en la construcción de diques o estructuras formadas por paramentos verticales construidos con rocas naturales, bloques de concreto, taludes de suelo revestidos, muros de concreto armado o una combinación de todos ellos, actualmente la tecnología de los geosintéticos permite la construcción de diques, atracaderos y rompeolas utilizando geotextiles y geomembranas como elementos de refuerzo y capa separadora, de tal manera, que es posible reducir significativamente los costos y tiempos de ejecución.

Dentro de los métodos tradicionales que se han utilizado para la construcción de diques podemos mencionar los siguientes:



- Empleo de taludes muy tendidos, que requieren una base muy ancha en los terraplenes y por consiguiente es necesario disponer de grandes cantidades de terreno y excesivos volúmenes de materiales de construcción.
- Construcción en etapas, dejando pasar tiempo entre la colocación de capas de terraplén para favorecer la consolidación parcial del subsuelo, lo que origina tiempos excesivos de construcción.
- Remoción del suelo débil y sustitución con material de mejores características, para construir sobre el nuevo terraplén los grandes volúmenes de excavación y relleno elevan el costo de esta solución y la hacen inadecuada.
- Muros de mampostería o de concreto, los cuales transmiten sus esfuerzos al suelo al ser estructuras diseñadas para funcionar por gravedad, dando por resultado construcciones con costos elevados, sobretudo en lugares donde escasean estos materiales.
- En el caso de los rompeolas se han utilizado generalmente los de tipo trinchera de cascote que constan de un corazón de roca protegido por capas de rocas de coraza y los rompeolas acorazados con bloques de concreto colocados en desorden en la zona sujeta al oleaje, en este caso también se requiere de roca natural disponible y de tamaño suficiente para acorazar el rompeolas y además se requiere de equipos capaces de manejar los grandes bloques de roca y concreto.
- Tradicionalmente se ha aceptado en los taludes y muros de retención un refuerzo temporal por medio de un conjunto de fibras a base de ramas y raíces, pero se ha comprobado que esto ocasiona problemas excesivos, sobre todo en su colocación, por lo que resulta mucho mejor usar conjuntos a base de geotextiles que ofrecen características de durabilidad y fortaleza muy superiores.

A los problemas relacionados antes mencionados se adiciona el hecho de que se debe trabajar bajo el agua.

Con el uso de geotextiles de alta tenacidad se resuelven de manera mas económica algunos de los problemas en la construcción de muros de retención, el geosintético proporciona mayor

estabilidad al terraplén y al mismo tiempo hace posible obtener taludes menos tendidos.

Al usar conjuntos de geosintéticos bajo la estructura del terraplén o la obra de retención se evita la socavación y la formación de la fosa que normalmente se generan debido a las corrientes por la incidencia del oleaje, como se muestra en la figura 3.3.1.

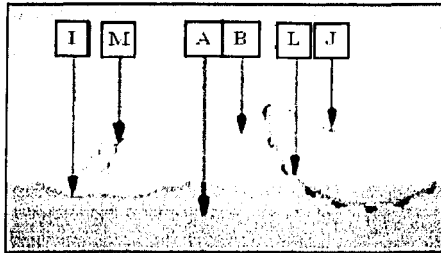


Figura 3.3.1 Socavación que se presenta sin el empleo de geotextil

(A terreno natural, B material de relleno, L socavación en la base, J deslizamiento, M agrietamiento, I falla del desplante)

Es fundamental, para la estabilidad de la estructura, que el tendido del geosintéticos colocado para evitar la socavación se prolongue hasta cubrir un área mayor a la sección del terraplén, esta dimensión debe determinarse en base a las características del oleaje de diseño con el fin de dar mayor protección, de acuerdo con estudios de investigadores mexicanos la longitud fuera de la estructura debe ser por lo menos de 1.5 veces la altura de la ola de diseño.

Al incluir los geosintéticos de alta tenacidad, se crean una serie de capas que absorben los esfuerzos y se obliga al suelo a trabajar en conjunto como un muro de contención equivalente a los muros de mampostería o concreto, el geosintético genera un incremento de resistencia al cortante en contraposición con las fuerzas de deslizamiento.

Para retener el material en la cara del talud o muro se puede utilizar el mismo geosintético doblado y asegurado por la cara superior, o se pueden generar bolsas a base de geotextil rellenas con mortero, arena o material de suelo, con las cuales se puede conformar la cara del talud, como se muestra en las figuras 3.3.2 y 3.3.3.

3.3.1. MÉTODO DE DISEÑO

El diseño de este tipo de estructuras estabilizadas o reforzadas por medio de geosintéticos de alta tenacidad, baja elongación y mínimo creep se puede realizar con base en las hipótesis que se plantearon en el capítulo 2 para el refuerzo de muros y refuerzo de taludes, debiendo prever los tipos de falla correspondientes a inestabilidad interna y externa de la cimentación, también deberán considerarse los posibles modos de falla relativos al deslizamiento, volteo y falta de capacidad de carga, finalmente se deberán determinar los requerimientos de resistencia que debe tener el geosintético tomando en cuenta los factores de seguridad adecuados según normas y especificaciones.

El otro tipo de falla que se debe vigilar en cuanto a la estabilidad interna es la probabilidad de que no exista suficiente adherencia entre el geosintético y el suelo de relleno, así como comprobar que las tensiones no sean mayores a la capacidad de carga del geotextil, cuidando que exista el suficiente anclaje para evitar que por los esfuerzos inducidos el material sea jalado de su sitio.

El uso de los contenedores textiles llenos de arena o mortero (bolsacretos), en combinación con los geotextiles de alta tenacidad en la base proporcionan una buena alternativa de solución para la construcción de estructuras útiles para retención de agua; si no se emplearan los contenedores textiles y se tratara de formar el terraplén con material suelto formando una sección trapecial, el suelo se disgregaría y se incrustaría en el fondo presentando fallas internas, al existir los contenedores los empujes y tensiones ocasionados por el material serán absorbidos por el geotextil y la única preocupación será que las dimensiones del contenedor sean las adecuadas para que el oleaje no las desplace y la estructura sea estable, del mismo modo funciona el geotextil en la base proporcionando refuerzo y confinamiento al material de base.

3.3.2. APLICACIONES

Considerando que algunos geosintéticos alcanzan resistencias equivalentes al acero, sin tener problemas de corrosión, se ha enfocado su empleo en zonas costeras, malecones, paramentos verticales en obras marinas y aun en muelles, se han diseñado geotextiles tejidos con fibras en un

solo sentido con gran fricción al interactuar con el suelo y de bajo creep, los costos comparados con soluciones convencionales están en una relación de 1 a 10, cuando se habla de profundidades de agua de 3.00 m, en seguida se presentan algunas de las aplicaciones mas recientes.

Se puede decir que el empleo de geosintéticos resulta adecuado y económico para la construcción de diques con altura de agua promedio de 3.00 a 4.00 m y es un material muy útil como elemento para protección contra oleaje, sobretodo cuando no existen materiales naturales adecuados cerca de la obra. La construcción de bordos y taludes resulta más rápida que los materiales tradicionales y facilita los procedimientos constructivos, sus principales aplicaciones se encuentran en almacenamientos de agua, canales, protecciones en las márgenes de ríos, revestimiento de presas y vertedores así como rompeolas en las franjas costeras.

Los contenedores de arena (bolsaroca-sandtainer ST) se utilizaron con éxito en el Río Lagartos de Yucatán al confinar hidráulicamente la misma arena que ocasionaba problemas, dentro de los contenedores se construyo, una escollera que evito se azolvava y cerrara el canal de mar, desde entonces se ha aplicado satisfactoriamente en litorales de México, Estados Unidos, Centro y Sudamérica, Alaska y África.

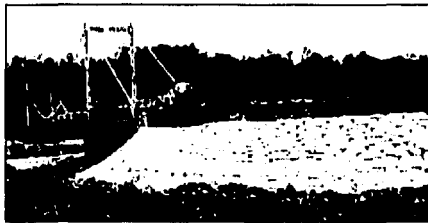


Figura 3.3.2 Defensa de las márgenes del Río Upano, Provincia de Morona Santiago

La técnica de los bolsacretos es una solución que se ejecuta en corto plazo, y con altos factores de seguridad y confiabilidad, facilita el trabajo con grandes caudales de agua sin usar los tradicionales muros de concreto, se utilizó con éxito en la defensa de las márgenes del Puente Río Upano, Provincia de Morona Santiago, como se muestra en la figura 3.3.2.

En 1994, la Vía Along en el km 51 a Santo Domingo, la fuerte época invernal ocasionó el corte de la vía que une la costa ecuatoriana con la sierra, dejando sin comunicación a pobladores, comerciantes y turistas, en 5 días se le dio solución utilizando muros de bolsacreto. Actualmente sigue en funcionamiento sin problemas, en la figura 3.3.3 se observa el proceso de colocación de piezas de bolsacreto.



Figura 3.3.3 Muros de Bolsacreto Vía Along- Santo Domingo

En la termoeléctrica Campeche II en cerca de 100 días se construyeron 4 rompeolas utilizando contenedores (tipo bolsacreto textil BC), actualmente se le han hecho mejoras para interconectar en serie los contenedores, la compañía petrolera SOHIO los utilizó con resultados excelentes en la Playa Vence de California.

En el Puerto Petroquímico de Dos Bocas Tabasco, se realizó un proyecto con un tendido de geotextil tejido ligado a una bolsa de ramas de mangle, después fue sustituida por geored, que ofrecía la protección mecánica requerida y facilitó las operaciones de tendido y colocación de lastrado.

En Maracaibo, se construyeron rompeolas de 2 km y se recuperaron 67 hectáreas para áreas verdes, por cuenta del Instituto de Canalizaciones y el Ministerio de Medio Ambiente de Venezuela, en la figura 3.3.4 se observa el detalle de construcción de rompeolas.

En el Lago Nabor Carrillo se construyó un bordo impermeable de 11,788.00 m de longitud, a la

fecha a demostrado un buen comportamiento físico y durabilidad, siendo que inclusive esta sometido a aguas residuales tratadas y se considera que es aplicable a otras obras hidráulicas.



Figura 3.3.4. Rompeolas en zona costera

3.4. CONTROL DE EROSIÓN EN TALUDES DE CANALES NATURALES

Los cauces cuyo fondo y paredes están formados por materiales sueltos, o aún los canales revestidos que transportan agua con sustancias sólidas en suspensión, presentan la característica de que están sometidos a cambios constantes en su forma y por consiguiente, en su funcionamiento hidráulico. Los cambios morfológicos se deben fundamentalmente a dos fenómenos: la erosión y el depósito.

Si el canal no es revestido, tiene una cierta velocidad máxima permisible para no erosionar sus paredes y si lleva material en suspensión también existe una velocidad mínima necesaria para que dicho material no se sedimente.

Un gran número de productos geosintéticos permiten que la vegetación se fije al suelo y ofrecen un control de erosión económico y agradable estéticamente. Estos productos crean una base estable para que las raíces se desarrollen en lugares donde las fuerzas de la naturaleza hacen que el crecimiento de las plantas sea difícil.

Usualmente, controlando la erosión antes de que ocurra un problema de sedimentación es la mejor forma y la menos costosa de ir de acuerdo con las regulaciones. Una gran cantidad de

investigaciones de laboratorio y de campo a gran escala, demuestran que una protección balanceada de la superficie del suelo usando vegetación permanente, es una forma eficiente y agradable estéticamente de controlar la erosión. Pero muchas veces se necesita una protección contra la erosión efectiva antes, durante y algunas veces después de que la vegetación se haya establecido, para asegurar el desarrollo de la vegetación permanente.

La propia naturaleza provee a la vegetación como un excelente producto para proteger el suelo contra la erosión superficial, causada por la acción de las aguas y/o vientos. Por otro lado algunos problemas son demasiado serios para ser resueltos a través de simples métodos naturales como la recuperación de la vegetación o la aplicación de productos biodegradables, especialmente cuando las acciones erosivas son muy fuertes o cuando el medio es muy inhóspito.

Como es conocido, erosiones provocadas por el viento y por el agua causan enormes inconvenientes y considerables daños. Se vuelve entonces necesario un sistema de refuerzo permanente, que evite la erosión sin causar daño al hombre o al medio ambiente.

El impacto de la erosión en los recursos hídricos se manifiesta en el incremento de la carga de sedimentos sobre los canales naturales, los cuales ofrecen condiciones desfavorables para el aprovechamiento de los recursos hídricos.

De igual manera la erosión tiene como consecuencia alteraciones ecológicas que afectan a la flora y fauna. La suma de pérdidas económicas debido a este fenómeno pueden alcanzar niveles muy altos, por lo que es necesario considerar medidas que prevean los procesos asociados a la erosión o disminuyan sus consecuencias negativas.

En el capítulo 2.3 se mencionó el fenómeno de erosión, ahora definiremos las fases del proceso de erosión hídrica, ya que es el que se presenta con mayor incidencia en canales naturales.

3.4.1. EROSIÓN HÍDRICA

El proceso de erosión hídrica cubre las siguientes fases:

- **Desgaste:** el desgaste o excavación de las partículas de suelo puede ser realizado tanto por la acción de la lluvia, como por la acción de corrientes fluviales. La magnitud de la disgregación del material superficial generado por la precipitación depende de la cantidad y forma de distribución de la lluvia.
- **Transporte:** las partículas desprendidas son transportadas pendiente abajo por las corrientes fluviales, a través de los mecanismos conocidos como suspensión, saltación y rodamiento. La capacidad erosiva del fondo y márgenes del cauce depende de la magnitud de la carga del río y del gasto de la corriente.
- **Deposición:** los materiales transportados son depositados en las zonas donde disminuye la pendiente y la velocidad del fluido decrece hasta alcanzar un punto de equilibrio.

3.4.2. EROSIÓN LAMINAR

En este tipo de erosión el flujo laminar del agua continúa transportando partículas de los sectores ubicados aguas abajo sin formar canales definidos, dando lugar al desgaste de la superficie del terreno.

La erosión laminar acelerada depende de los siguientes factores naturales:

- Características físicas tales como: textura, estructura, permeabilidad, entre otros.
- Características ligadas a la morfología del terreno, principalmente relacionadas con la pendiente.
- Características ligadas al clima, principalmente relacionadas al régimen de precipitaciones y tormentas.

3.4.3. GEOSINTÉTICOS APLICADOS PARA EL CONTROL DE LA EROSIÓN EN CANALES NATURALES

Al final de los años setenta, al presentarse limitaciones en las técnicas convencionales de capas retenedoras de humedad, se inició el desarrollo de un grupo diverso de georedes de control de

erosión, geotextiles de tejido abierto, geomantas de control de erosión y geoesteras de refuerzo de césped. Fabricados de poliolefinas, PVC y nylon, e utilizados en combinación con madera en hebras, pajas, yute, fibra de coco, esta familia de materiales en crecimiento les permite a los diseñadores tomar ventaja de la superioridad de las capas retenedoras de fibras largas y de la resistencia a la tensión, la durabilidad de georedes, geomallas y geosintéticos dimensionalmente estables. A continuación se enlistan algunos materiales utilizados para el control de erosión en canales.

- **Capa Retenedora de Humedad Convencional:** esta capa de pajas y hojas se ha usado por miles de años como protección inmediata del suelo y para acelerar la germinación de la semilla y establecer la vegetación. Este tratamiento estabiliza el suelo, reduce las fluctuaciones en la temperatura, disminuye la evaporación de la humedad del mismo y se descompone en materia orgánica.
- **Geotextil:** esta clase de geosintético de dos dimensiones procesado con orientación biaxial, es usado para asegurar las capas retenedoras de humedad de fibra suelta como son la paja y el heno. Estos se desenrollan encima del área con semilla y con capa retenedora de humedad y se engrapan o clavan en su sitio. Los geotextiles para el control de la erosión son apropiados en lugares con condiciones moderadas, donde textiles de tejido abierto y mantas para el control de la erosión no son necesarios.
- **Geomallas:** las geomallas para el control de la erosión son poliolefinas tejidas o procesadas que forman una matriz de dos dimensiones. La fabricación del tejido cerrado de estos materiales les permite proporcionar control de erosión con o sin una capa subyacente de pajas y hojas sueltas. Más aún, estas geomallas tienen típicamente, resistencias a la tensión más alta que la mayoría de los geotextiles. Este producto se utiliza frecuentemente donde se requiere resistencia alta, como por ejemplo en taludes empinados o como un refuerzo subyacente para el césped.
- **Geoesteras:** las geoesteras para el refuerzo del césped consisten 100% de fibras sintéticas estabilizadas contra la luz UV y filamentos que forman matrices permanentes, de alta resistencia y de tres dimensiones. Ejemplos comunes incluyen las geomallas puntiagudas de polietileno enlazadas por calor, monofilamentos extruidos de nylon o PVC enlazados

por calor en las intersecciones y fibras onduladas de poliolefina u otros materiales tejidos mecánicamente en medio de entrelazados de alta resistencia.

Las geoesteras están diseñadas para aplicaciones hidráulicas permanentes y críticas como son canales de drenaje, donde los caudales crean velocidades y esfuerzos cortantes que exceden los límites de la vegetación madura y natural.

La estructura tridimensional y la característica de alta tensión del entretejido, hacen el papel de matriz encubrada para entrelazar las raíces de las plantas y el suelo. Esta sinergia aumenta la resistencia lateral del sistema de raíces, reduciendo la posibilidad de arranque de la planta debido a flujos de alta velocidad y esfuerzos cortantes altos. Reforzar la vegetación con entretejidos de geosintéticos se ha convertido en una alternativa aceptable, de comportamiento comprobado, efectiva en costo y favorable al medio ambiente comparado con enrocado y otras formas de materiales de recubrimiento no vegetativos.

- Biomantas: las Biomantas para el control de la erosión están fabricadas a partir de varias fibras degradables orgánicas o sintéticas que se tejen, encolan o enlazan estructuralmente con entrelazados o mallas. Las mantas de control de erosión que más se usan están fabricadas a partir de paja, madera en hebras, coco, polipropileno o combinaciones de las mismas.

Esta clasificación abarca un rango de aplicaciones muy amplio ya que cualquier alteración en los componentes de la fibra o del entrelazado puede impartir varios grados de efectividad, durabilidad y longevidad funcional en la biomanta. Estas tienen aplicación en lugares que requieren una protección contra la erosión mayor, más duradera y a mayor plazo. Sus aplicaciones incluyen taludes graduales y pendientes elevadas, flujos de canal de bajo a moderado y recubrimientos de riberas de impacto bajo.

3.4.4. CONTROL DE EROSIÓN DEBAJO DE UN ENROCADO

Los geotextiles se usan entre el suelo y el enrocado para evitar la erosión del suelo a través de la

capa de piedra. Este se usa en lugar de un filtro convencional de agregado graduado. En esta aplicación, piedras estructurales grandes o enrocamiento o en algunos casos un colchón flexible de concreto, se usan para proteger el suelo contra la erosión y el ataque de las olas.

El uso de un geotextil en esta aplicación, ha demostrado que proporciona ahorros substanciales comparados con sistemas de filtro de agregado, con un control de la construcción mucho más grande, particularmente en aplicaciones bajo el agua. Los geosintéticos típicos que se usan para esta aplicación son telas no tejidas de peso y resistencia media, geotextiles tejidos de monofilamentos y algunas telas tejidas de multifilamentos.

Dos criterios claves deben satisfacerse para esta aplicación. Primero, el geotextil debe ser lo suficientemente permeable para que permita pasar el agua, aliviando la presión hidrostática detrás de la capa estructural. Segundo, el geotextil debe ser capaz de retener las partículas del suelo debajo de las rocas. Los criterios convencionales para filtros se pueden usar para el diseño, con algunas modificaciones necesarias de acuerdo a las propiedades del geotextil.

3.4.5. EJEMPLO DE APLICACIÓN

Los canales de tierra y ríos están generalmente sujetos a acciones erosivas continuas y de deslave por aguas pluviales y de escurrimiento, ya sea sobre el fondo o sobre las orillas.

Un espeso manto vegetal sobre el fondo y las márgenes del canal garantizan una protección eficaz ya que mejora la textura del perfil reduciendo la velocidad del flujo y aumentando la sedimentación de las partículas sólidas en suspensión, previniendo el desprendimiento del terreno.

Solución a esto lo constituyen las geoesteras tridimensionales, como un manto preconformado que inicialmente protege el suelo contra la erosión, como se puede apreciar en la figura 3.4.1; facilitando el crecimiento de la vegetación y en una segunda fase y de forma permanente, actúa como refuerzo para la camada vegetal; la cual, gracias a su flexibilidad, es fácil de colocar sobre el canal seco.



Figura 3.4.1 Canal de tierra durante la fase de revestimiento con geostera

Una vez fijada al terreno la geostera es cubierta con tierra vegetal. El proceso de vegetación permite a las raíces anclarse firmemente a la estructura tridimensional y a la cara del talud, formando junto con la geostera, un bloque protector permanente, compuesto por suelo, raíces y filamentos que confiere al medio mayor resistencia y capacidad de retener las partículas finas del suelo, minimizando los riesgos de erosiones localizadas en taludes, márgenes, cortes, canaletas, canales, terraplenes, áreas costeras y otras áreas vulnerables a la erosión.

La geostera tridimensional está compuesta de filamentos gruesos de nylon, que fundidos en los puntos de contacto, forman una estructura tridimensional bastante densa que presenta un índice de vacíos superior al 90% de su volumen. Su función es confinar las partículas de suelo, garantizando una buena interacción suelo-material y la consecuente estabilización de la superficie revestida, resultando un ambiente propicio para la germinación de las semillas.

Aún antes que la vegetación crezca, la geostera reduce drásticamente la cantidad de terreno erosionado sobre una cierta pendiente, evitando la formación de pequeños canales y surcos.

En el sureste de Inglaterra en Park Farm Ashford, se requería la construcción de un canal de drenaje de 1.00 km, de longitud para remover el agua pluvial en proceso de la zona de urbanización. El canal debía ser construido como parte del programa de infraestructura para el desarrollo residencial que se estaba llevando a cabo.

Se contempló la posibilidad de revestir el canal con concreto, pero debido a los costos y al aspecto estético, esta propuesta fue rechazada a favor de una que proponía un canal vegetado que no desentonaría con los alrededores campestres.

Debido al elevado escurrimiento presente en las 130 hectáreas del sitio, los consultores especificaron el uso de una geostera para control de erosión que estabilizó el talud y mitigó las socavaciones en el canal.

Fue fácilmente instalada tanto en los taludes afinados como en la cama del canal y asegurada con anclas de 40.00 cm de largo. Una vez que se cubrió con la tierra vegetal el canal de drenaje fue hidrosembrado para acelerar el crecimiento de vegetación natural.

Después que el crecimiento había establecido el enlace de las raíces con la geostera, y ésta anclándose al suelo debajo de ella, actuó como un refuerzo permanente del sistema de raíz. Esto se muestra en la figura 3.4.2.

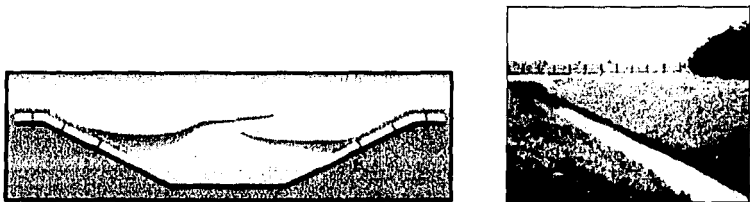


Figura 3.4.2 Aspecto de la obra terminada antes de que la vegetación cubriera el canal por completo

El uso de una geostera en comparación con la solución originalmente propuesta permitió:

- Un sistema de control de erosión económico sin reducción en la protección que brinda.
- La protección del medio ambiente, estableciendo rápidamente en el canal el crecimiento de pasto.
- Fácil y rápida instalación con mano de obra no especializada.

4. GEOSINTÉTICOS APLICADOS EN LA INGENIERÍA AMBIENTAL

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

4. GEOSINTÉTICOS APLICADOS EN LA INGENIERÍA AMBIENTAL

La importancia de la ingeniería ambiental merece especial atención dado el incremento significativo de la población y los altos índices de contaminación, que se observan en las aguas subterráneas por la excesiva producción de desecho y por una inadecuada disposición de residuos, con riesgos muy altos no solo para el ambiente sino para la salud humana.

En años recientes se han tenido avances importantes en la tecnología de las geomembranas y en sistemas de drenaje con geocompuestos los cuales permiten la construcción, control y corrección de los sistemas de disposición, almacenamiento o contención de desechos peligrosos, industriales y domésticos.

En este capítulo se presenta una descripción del uso y aplicación de los materiales geosintéticos como parte de sistemas desarrollados para la disposición de residuos sólidos, rellenos sanitarios, desechos orgánicos, inorgánicos e industriales, donde se determina que las excelentes características de impermeabilidad de las geomembranas permiten el control de este tipo de desecho y reducen al máximo, la posible contaminación del subsuelo, acuíferos, mares, ríos y arroyos.

Por otro lado en este capítulo se presentan criterios que se han desarrollado para la instalación de este tipo de materiales en donde se observa que una de las cualidades principales a cuidar debe ser la unión o costura entre las geomembranas y se destaca que en este tipo de construcción la inspección rigurosa es crucial para garantizar la integridad y funcionamiento del sistema.

Existen muchas aplicaciones de geosintéticos que benefician al medio ambiente. Desde la renovación de áreas húmedas, hasta la creación de rellenos que se adaptan mejor a las necesidades de las comunidades. La preocupación cada vez mayor por los recursos de agua y la migración de fluidos al subsuelo y a las aguas subterráneas resulta en la creciente conciencia, interés y demanda de materiales que ayuden a solucionar dichos problemas.

4.1. RELLENOS SANITARIOS

La problemática de la disposición final de los residuos sólidos, obedece a que un 84% de ellos son depositados en tiraderos sin control, mientras que el porcentaje restante es manejado en rellenos sanitarios desconociéndose hasta un cierto punto si cumplen con las exigencias y medidas de seguridad que demanda un método de ingeniería. Cuando la basura es depositada en tiraderos sin control y a cielo abierto, se generan lixiviados que al infiltrarse en el suelo van directamente a los mantos acuíferos afectándolos, además de generar biogás, que es una combinación de bióxido de carbono, metano, ácido sulfhídrico y otras formas de gas, los que al acumularse en proporciones mayores pueden causar explosiones y accidentes severos; los gases y una parte de los lixiviados, tienen su origen en la biodegradación que sufren los desechos orgánicos dispuestos. La otra parte de los lixiviados proviene de la infiltración de aguas de lluvia que llegan a tener contacto directo con los desechos dispuestos, por ello es importante conocer las precipitaciones pluviales esperadas, así como la evapotranspiración y el tipo de material de cobertura que se requiere para elaborar un proyecto adecuado.

En contraposición, un relleno sanitario se encuentra monitoreado y controlado por obras adecuadas y es posible promover la pepena ordenada para la industrialización de los subproductos reciclables, como el vidrio, cartón, papel, aluminio, etc. Además del compostaje de residuos orgánicos para la nivelación de suelos y abono orgánico.

Los rellenos sanitarios son un método muy utilizado como alternativa para solucionar el problema de los desechos sólidos u orgánicos. Consiste en colocar la basura en celdas o capas compactadas, originalmente cubiertas con tierra arcillosa, utilizando maquinaria pesada para la distribución y compactación, al mismo tiempo se construyen obras adyacentes de control y monitoreo como pozos de venteo, de observación del agua subterránea y fosa para el tratamiento de los lixiviados.

Existen dos tipos de relleno sanitario:

- De Área: este tipo de relleno se lleva a cabo cuando el terreno a utilizarse tiene una

topografía del tipo plano, por ejemplo se excavan unos tres metros, se va depositando la basura o desechos y una capa de tierra.

- De Trincheras: se realiza cuando existe una pequeña falla geológica o alguna elevación: se sigue el mismo procedimiento que el anterior sólo que aquí no se excava, solo se van haciendo las capas.

Como ya se mencionó, el agua de lluvia favorece la producción de lixiviados, por lo que en algunos casos se recomienda techar los rellenos sanitarios, para evitar el aumento de estos lixiviados. Los costos de estos techos son muy altos al igual que el mantenimiento, que además es complejo, porque debe garantizarse, por lo menos durante 20 años; otra posibilidad es colocar una capa de arcilla impermeable, solución que es posible si existe el material cerca del relleno sanitario, otra alternativa es utilizar geomembranas.

Los materiales que pueden emplearse para impermeabilizar el suelo son variados, las funciones de estos materiales son las siguientes:

- Impiden el flujo de los contaminantes y del medio que los transporta, generalmente agua, hacia el suelo y por consiguiente hacia las aguas subterráneas.
- Absorbe o atenúa los contaminantes disueltos o suspendidos, sean orgánicos o inorgánicos, con el fin de reducir sus concentraciones a un intervalo no dañino para las aguas subterráneas, la capacidad de absorber depende de la composición química del material impermeabilizante y de su masa.

Las geomembranas son materiales más impermeables, pero tienen muy poca capacidad de absorber los componentes del residuo; los suelos en general tienen una gran capacidad de absorción de materiales diferentes, pero son considerablemente más permeables que una geomembrana, sin embargo una capa de suelo de gran espesor permite un bajo flujo a través de él. Para recomendar uno u otro sistema se debe tomar en cuenta:

- Tipo de desechos sólidos a depositar.

- Disponibilidad de préstamos de arcilla cerca ó en el sitio del relleno y calidad de la arcilla.
- Topografía del terreno.
- Facilidades y dificultades en la construcción y operación que pueden presentarse en uno u otro caso.
- Costos.

La impermeabilización con arcilla representa una ventaja, únicamente cuando la arcilla se encuentra en el mismo sitio del relleno, ya que no es necesario manipularla demasiado, la desventaja que tiene es la dificultad de manipularla en el campo, sobre todo en épocas de invierno.

Las geomembranas presentan la ventaja de su alta impermeabilidad (1×10^{-12} cm/s aproximadamente), ninguna infiltración y facilidad de colocación en todas las épocas del año; su desventaja es que pueden ser susceptibles al ataque químico del lixiviado, aspecto que debe garantizar cada fabricante.

Por otro lado hay que tomar en cuenta la estabilidad del relleno, al considerar el mismo como un volumen de materia artificial depositado en un área de terreno, su estabilidad va unida por una parte al terreno confinante y por otra depende de la del propio material depositado, al finalizar la explotación del relleno deberá permanecer estable bajo las condiciones climatológicas.

Las masas de basura que se van acumulando durante la fase de explotación no crean problemas de estabilidad, sobre todo en rellenos de residuos sólidos urbanos, dado que los mismos resisten taludes con pendientes muy elevadas, superiores en todos los casos a las inclinaciones dadas a los depósitos del material en su colocación.

Los terrenos arcillosos son más adecuados para ubicar rellenos, debido a su baja conductividad hidráulica. Estas condiciones de terreno con una elevada proporción de arcilla y de un considerable espesor en el sustrato de terrenos arcillosos, tienen desde el punto de vista mecánico otro giro: una plasticidad de los terrenos que pueden llevar a cohesiones muy bajas o nulas y a un

descenso del ángulo de fricción interno, si el terreno estaba saturado, o se va saturando mientras aún crece el espesor de basura.

Este tipo de inestabilidad afectará a los laterales del relleno mientras permanecen como taludes abiertos. Un caso extremo podría presentarse por la sobrecarga del relleno que llevará el sustrato arcilloso a condiciones de inestabilidad.

4.1.1. IMPERMEABILIZACIÓN DE RELLENOS

Los requisitos indispensables para la impermeabilización de un relleno son los siguientes:

- En la determinación de la ubicación de un relleno, las características de la zona influirán en la puesta en obra del sistema de impermeabilización, ya que para ubicarlo se deberán tomar en cuenta los accesos al lugar, distancia a los núcleos urbanos, disponibilidad del terreno, facilidad para el manejo de los residuos y uso potencial después de ser clausurado.
- Se deberá realizar siempre un estudio geológico y geotécnico que determine la naturaleza y potencia de los estratos, por lo general se evitarán zonas húmedas, zonas de falla o inestables, terrenos aluviales y zonas de recarga de aguas subterráneas. Los terrenos impermeables en zonas semisecas con topografía suave son los más adecuados.
- Las condiciones climáticas afectarán tanto el diseño y la ejecución del sistema de impermeabilización, como a la geometría del relleno, se deberá tener en cuenta la precipitación de la zona que influirá en la cantidad y calidad de lixiviado, que por otro lado dificultará la instalación de los diferentes componentes del sistema de impermeabilización; será necesario conocer la intensidad y dirección de los vientos para poder evitar que vuelen los residuos más ligeros y se propaguen los olores; por último será necesario conocer la radiación solar y el gradiente de temperaturas con el fin de minimizar los daños sobre el sistema de impermeabilización.
- El proyecto de un relleno comprenderá la localización de la obra, capacidad de almacenamiento para el período de uso tanto del relleno como del embalse de lixiviados.

sistema de impermeabilización del relleno y captación de lixiviados, sistema de drenaje y recolección de lixiviados, sistema de clausura y posibilidades de uso del relleno clausurado.

- La capacidad del relleno se calculará a partir de la producción anual de residuos (P) y al volumen anual de vertido (V) con la siguiente expresión:

$$Cap \equiv V \cdot A \cdot C \quad (\text{eq. 4.1.1})$$

donde:

$$P \equiv N \cdot p \cdot 365 \quad (\text{eq. 4.1.2})$$

$$V \equiv P \cdot d \quad (\text{eq. 4.1.3})$$

N = número de habitantes de los núcleos urbanos

p = producción de residuos (kg.hab.día)

d = densidad del residuo compactado

A = número de años de utilización del relleno

C = crecimiento anual

- La geometría del relleno será tal que no favorezca las corrientes de aire, facilite el acceso y trabajo dentro de él, minimice los desperdicios de los materiales de impermeabilización y compense los movimientos de tierra.
- La construcción del relleno podrá efectuarse con terraplenes que acoten la zona de vertido, mediante excavación en el terreno natural y aprovechando el valle natural.

El relleno estará dividido en celdas separadas, de forma que facilite la explotación y minimice la producción de lixiviados, facilitando la separación de los mismos de las aguas limpias de precipitación en las zonas en que todavía no existen residuos. Esta división permite la clausura escalonada del vertedero por celdas rellenas. El acceso al mismo será mediante una rampa con un sistema de impermeabilización idéntico al resto del relleno y con una capacidad de soporte para tráfico pesado, como se observa en la figura 4.1.2 y 4.1.3.

Las barreras geológicas y sintéticas son las encargadas de evitar que el lixiviado pueda filtrarse llegando a contaminar. La primera no suele ser suficiente garantía de impermeabilización, debiéndose reforzar con una barrera impermeable de materiales geosintéticos.

En estos casos la impermeabilización secundaria estará representada por la barrera geológica que además actuará de soporte de la impermeabilización principal sintética.

Antes de colocar la geomembrana se deberá tomar en cuenta lo siguiente:

- La excavación del anclaje alrededor de la obra deberá estar terminada.
- El suelo que está en contacto con la geomembrana, deberá cumplir las condiciones básicas.
- No deberá tener agua estancada al fondo.
- El material para fijar deberá estar presente.

El polietileno de alta densidad (HDPE) es el producto más usado para recubrir sitios donde se depositará basura, minas y para otras aplicaciones de contención de fluidos. Se prefiere para sitios que requieran baja permeabilidad y propiedades de resistencia excepcional a productos químicos y rayos UV. Las láminas se presentan en rollos de determinados espesores y dimensiones. El espesor dependerá de la preparación del suelo de soporte, tipo de residuos, protección de la geomembrana, altura total del relleno, maquinaria de compactación, espesor de la capa drenante, tamaño y forma de la grava drenante. No se permitirá el uso de espesores inferiores a 1.50 mm en rellenos sanitarios.

Será recomendable utilizar geomembranas de anchos considerables, para suprimir las soldaduras intermedias.

4.1.1.1. COLOCACIÓN Y SOLDADURAS

La colocación y extensión de las geomembranas se realizarán en forma continua, las

geomembranas una vez presentadas se soldarán teniendo en cuenta que la temperatura sea la misma y así poder evitar las tensiones en las soldaduras. Las operaciones de cierre, detalles y anclajes se deberán realizar a las horas más frías del día.

El proceso a seguir para las soldaduras es el de termofusión, que presenta una serie de ventajas como la resistencia a la agresión química, consecuencia de las reacciones entre determinados componentes y bajo determinadas condiciones, además de los lixiviados, quedan prohibidas las uniones de tipo adhesivo y químico. Las modalidades a seguir para la realización de soldaduras son las de cuña caliente o aire caliente, también existen dos tipos de soldadura, la doble, con cámara de comprobación y la soldadura por extrusión con aporte de material. La soldadura por extrusión solo debe utilizarse cuando la zona de trabajo y la accesibilidad a los medios que precisa la soldadura doble presente dificultades.

En cuanto al empleo de una u otra modalidad, según las experiencias, las soldaduras por cuña caliente, son las que ocasionan el mínimo de perturbación en la estructura molecular y por consiguiente la más recomendada.

4.1.1.2. ELEMENTOS AUXILIARES

Los geotextiles son elementos auxiliares en rellenos sanitarios por la función que desempeñan de función y filtro, la primera evitará que las geomembranas sean punzonadas durante la instalación y su vida por los materiales que están en contacto con ellas, ya sea el soporte, las gravas de drenaje, o los propios residuos. La segunda función, se utilizará para evitar la colmatación (concepto que fue descrito en capítulos anteriores) de los drenes de recolección de lixiviados y las gravas de drenaje.

Los geotextiles que se deberán utilizar son los no tejidos, cuya materia prima sea químicamente resistente a los lixiviados. La instalación de los geotextiles se hará en forma continua, cuidando prioritariamente la fijación eventual para evitar posibles movimientos con el viento.

Los geotextiles deberán ser unidos por termofusión o cosido con un traslape mínimo de 0.50 m.

4.1.2. DETECCIÓN DE FUGAS, CHIMENEAS Y QUEMADORES

El sistema utilizado para la detección de fugas, consiste en la colocación de una geored u otro geosintético entre dos geomembranas (principal y secundaria) de manera que ante un fallo del principal, el lixiviado se canalice por la geored a unas canaletas de detección, quedando la lámina secundaria como garantía del relleno sanitario. En el caso en los que los rellenos sean provistos de chimeneas para la eliminación del biogás o quemadores, el sistema de impermeabilización pasará por debajo de ellos.

4.1.3. EJEMPLO DE APLICACIÓN

En Mérida, Yucatán se destinó un sitio para relleno sanitario que se ubica aproximadamente a 8.00 km en dirección oeste del centro de Mérida, fuera del anillo periférico de la ciudad, localizándose en la margen izquierda del camino hacia la hacienda de Chalmuch, el cual se encuentra ubicado a 3.60 km de la salida a Caucel hacia el sur; el sitio se localiza adyacente a la planta de composta y separación, a 1.50 km del periférico.

Como justificación de la elección del sitio se consideraron los siguientes aspectos: inicialmente se determinó un área global, dentro del municipio para preseleccionar los sitios probables para el proyecto; para realizar esto, se tomaron en cuenta los diversos factores especificados en la Norma Oficial Mexicana NOM-083-ECOL-1996, que establece las condiciones que deben reunir los sitios destinados a la disposición final de los residuos sólidos municipales.

Dada la uniformidad en la morfología de la estructura del subsuelo que existe en toda la superficie del municipio, uno de los principales criterios que se utilizó para la selección del área global fue la dirección de flujo del acuífero, así como las distancias a las zonas de captación de agua potable y a las áreas naturales protegidas. Por lo tanto, el área seleccionada fue la situada fuera del anillo periférico de la ciudad, al oeste y noroeste del municipio.

Dentro de esta área global, el sitio elegido se mostró como la mejor opción debido a que los vientos dominantes proceden del este y del sureste, la dirección del flujo del agua subterránea es

del sureste hacia el noroeste, y al hecho fundamental de que el sitio fue expropiado en 1987, exprofeso para destinarse a la construcción de la planta para el procesamiento y disposición final de los desechos sólidos de Mérida. Además, cumple con todos los criterios establecidos en la Norma de referencia, con excepción de las características del subsuelo, ya que el tránsito de infiltración natural es mayor a lo establecido en la normatividad ($3 \times 10^{-3} \text{ s}^{-1}$); no obstante y de acuerdo a lo que la misma norma permite, se puede garantizar mediante obras de ingeniería, que no existirá conexión de la superficie con los acuíferos subterráneos.

El área del terreno destinado a la construcción del relleno sanitario es de 29.13 hectáreas, de las cuales se utilizaron en total 18.77 hectáreas para la disposición de los residuos sólidos; el resto de la superficie está destinada para la habilitación de la infraestructura complementaria del proyecto, así como el área que ocupa la planta de separación y composta.

La superficie destinada para la disposición de desechos está dividida en ocho celdas, no todas con las mismas dimensiones debido a la irregularidad de la superficie del terreno.

El procedimiento establecido para la operación del relleno sanitario se clasifica como de área, debido a las mencionadas condiciones del subsuelo, ya que además de buscar que los residuos se depositen lo más alejado posible del acuífero subterráneo, resulta, que al excavar en roca representaría la erogación de gastos que por sí solos volverían al proyecto inviable, sin considerar que también esta actividad pudo retrasar considerablemente los trabajos de construcción e implementación de cada celda.

Debido al empleo de este procedimiento de operación, el relleno sanitario crece en forma vertical y piramidal, a partir prácticamente del nivel de terreno natural, con pendientes de talud exterior con una relación horizontal-vertical de 3:1, hasta lograr la altura máxima del proyecto, que será de 30.00 m una vez que se hayan ocupado las ocho celdas. A la mitad de la altura se forma dentro de la geometría que van formando los residuos, una berma perimetral de 8.00 m de ancho, esto se aprecia en la figura 4.1.2.

Además de las celdas de disposición de residuos, el proyecto completo consta de obras

complementarias que se requieren para la buena operación del sistema de disposición final, se mencionarán y sólo se describirán las de interés para este tema:

- Cerca de malla ciclón.
- Control de acceso.
- Báscula electrónica con capacidad de 30 toneladas y plataforma.
- Oficinas administrativas.
- Cobertizo de maquinaria.
- Cortina arbórea.
- Camino perimetral.
- Cárcamo de lixiviados.
- Celdas. Áreas definidas e identificadas para la disposición de residuos sólidos. Se construyen en el orden secuencial definido en el proyecto ejecutivo, cuando por la capacidad ocupada en la anterior celda es necesaria la habilitación de una siguiente. Están delimitadas por un bordo perimetral.

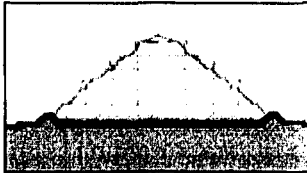


Figura 4.1.2 Corte transversal del relleno sanitario Mérida, Yucatan

- Dren de lixiviado; se instaló a fin de conducir los lixiviados de cada celda hasta la zona de menor nivel. Está conformado por un tubo de polietileno de alta densidad de 6 pulgadas de diámetro, perforado longitudinalmente en tres hileras equidistantes. Los tramos de tubería fueron unidos por extrusión y colocados sobre una zanja de sección triangular construida expresamente. La tubería ya instalada se hizo rodear por material granular a manera de filtro que se mantiene a lo largo de toda la tubería cubriéndola con material sintético tipo geotextil.

- Laguna de evaporación; a fin de reducir el volumen de lixiviados generados en las celdas, uno de los tratamientos empleados fue la evaporación por exposición a la energía solar, colocando los lixiviados en una laguna impermeabilizada con geomembrana, la radiación del sol genera que la parte líquida del lixiviado se evapore, quedando únicamente la fracción sólida, la cual es retirada cuando se logra secar completamente la laguna y enviada como residuo sólido hacia la celda que se encuentre en operación.

El sistema de impermeabilización de las celdas y de la laguna de evaporación de lixiviados representó un aspecto fundamental del proyecto, ya que como se ha mencionado, el subsuelo del sitio está constituido por materiales altamente permeables que de manera natural excede el tránsito de infiltración permisible, por lo que el diseño del relleno sanitario planteó la utilización de materiales geosintéticos que garantizarían que no existirá comunicación de la base de la celda con el acuífero subterráneo.

Este sistema está conformado por una doble capa de geomembranas de polietileno de alta densidad (HDPE); la superior funcionará directamente en contacto con los lixiviados cuando éstos circulen a través de la capa de filtro y sobre la capa de HDPE hacia el cárcamo; la inferior funciona como una segunda garantía a fin de contar con un mayor factor de seguridad contra la contaminación del subsuelo y el acuífero subterráneo.

Las dos capas de polietileno de alta densidad (HDPE) se combinaron con el mismo número de capas de geotextil a fin de proteger a las primeras contra posibles daños. Entre las dos capas de geomembrana también se coloca una capa intermedia formada con arena limosa a fin de proporcionar el medio filtrante que complementó la geomembrana inferior, además de que funciona como una capa de separación.

En orden ascendente como se muestra en la figura 4.1.3 la sección completa de la base de cada celda queda comprendida de la siguiente manera:

- Terreno Natural: se realizaron los movimientos de tierra necesarios a fin de proporcionar

las cotas de terracerías establecidas en el proyecto ejecutivo, que a su vez generaron las pendientes suficientes que tienen que garantizar el adecuado flujo hidráulico en la base de las celdas.

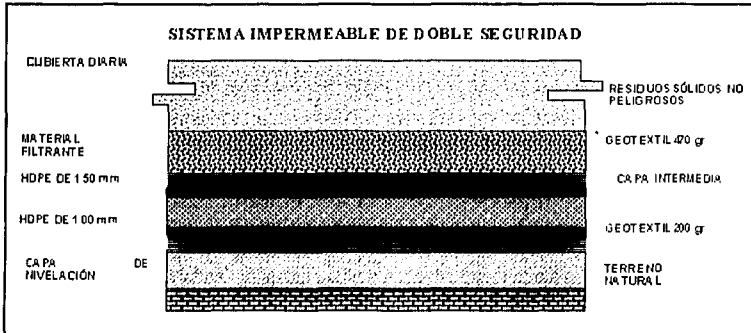


Figura 4.1.3 Disposición de capas del sistema impermeable de doble seguridad

- **Capa de Nivelación:** sobre el nivel de terracerías se colocó una capa de sahcab (roca calcárea no consolidada, encontrada durante las excavaciones realizadas) de 0.20 m en promedio, conformada y compactada a fin de lograr una superficie firme y lisa donde pueda instalarse el sistema impermeable.
- **Geotextil (200 g/m²):** se extendió en rollos de 6.00 m de ancho sobre toda la superficie conformada, incluyendo los taludes interiores de los bordos perimetrales, uniéndola en sus extremos con aire caliente.
- **Geomembrana (1.00 mm):** capa inferior colocada sobre el geotextil, casi de manera simultánea. Se unió en sus extremos por termofusión, salvo en algunas zonas donde el equipo de unión no tuvo las condiciones de espacio y forma para hacerlo, por lo que en esos casos se utilizó el método de extrusión.
- **Capa Intermedia:** conformada de arena limosa con un espesor de 0.20 m, se tendió sobre la capa de geomembrana, se niveló y compactó; cuidando que en el proceso no se maltratará el material impermeable y evitando que algún vehículo tocara directamente

dicho material.

- Geomembrana (1.50 mm): capa principal de impermeabilización de la base de cada celda. Se colocó inmediatamente después de la capa intermedia, cuando ésta ya había sido compactada al porcentaje especificado.
- Geotextil (470 g/m²): material instalado sobre la capa superior de geomembrana a fin de protegerla contra posibles daños por punzonamiento o rasgado.
- Material Filtrante: capa de grava con granulometría de 2" a malla # 4, bien graduada y sin aristas vivas (de canto rodado), no caliza y sin finos que funciona como filtro para que a través de ella percolen los lixiviados hacia el dren principal de conducción y/o al cárcamo colector.

A partir de esta última capa se podrán depositar ya los residuos dentro de la celda.

Para la construcción del relleno se tuvieron que realizar varias actividades, sin embargo, nosotros nos enfocaremos a las actividades que conciernen a los geosintéticos:

- Capa de nivelación; se construyó a fin de lograr una superficie fina que pudiera recibir a los materiales geosintéticos del sistema impermeable.
- Construcción de bordos perimetrales; los bordos perimetrales pueden ser de dos tipos: definitivos y temporales. Los primeros se construyeron a los lados de la celda que están en la parte exterior de la misma, es decir adyacente al camino perimetral. Los segundos se construyeron a los lados interiores de la celda, o sea los que son contiguos a otras celdas. Ambos tienen una sección trapezoidal; se construyeron de acuerdo a las especificaciones del proyecto, una vez que los bordos han alcanzado su altura máxima, se realiza una excavación al centro de su corona, de 0.60 m de ancho y 0.60 m de profundidad, la función de la zanja es el alojamiento y anclaje del sistema impermeable a fin de evitar su deslizamiento horizontal hacia dentro de la celda.
- Instalación del sistema impermeable; cuando se contó tanto con la capa de nivelación como con los bordos perimetrales, incluyendo su zanja de anclaje, se procedió a la instalación del sistema impermeable, iniciando siempre en la parte más alta de la celda.

Primero se tendieron los rollos de geotextil de 200 g/m^2 como se muestra en la figura 4.1.4, otorgándoles un empalme mínimo de 0.10 m para que pudieran ser unidos utilizando para ello aire caliente. El material, al igual que el resto de los geosintéticos, se colocó cubriendo las paredes de la zanja de anclaje, así como el talud interior del bordo perimetral y la capa de nivelación.

Una vez unidos los lienzos de geotextil, se procedió a la instalación de la capa inferior de geomembrana, dándole a los rollos un traslape mínimo de 0,10 m a fin de que pudieran ser unidos por termofusión. Todos los paños se traslaparon en todas las pendientes, de modo que el paño superior descansó sobre el paño inferior. No extendió más rollos de los que pudieron ser soldados en un mismo día.

La colocación de los paños se determinó considerando las pendientes aguas arriba. Generalmente la instalación se inició desde el punto más elevado dentro de la celda, de modo que si llueve, el agua se desplace a los puntos de más bajo nivel; esto evita que haya agua por debajo de la geomembrana.

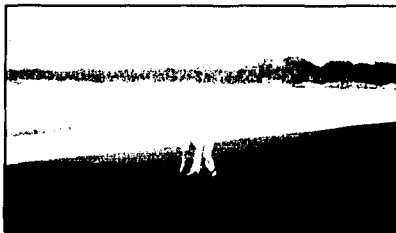


Figura 4.1.4 Instalación de geotextil

Los paños de geomembrana se desenrollaron, usando métodos que no dañaron, tensaron o torcieron el material, que además no se dañó el sustrato donde se instaló el geosintético. Cada rollo pudo desenrollarse manualmente, aunque se agilizó el proceso mediante un cargador sobre neumáticos como se ejemplifica en la figura 4.1.5 y aparatos especialmente diseñados que se colocaron en los extremos del rollo y en los soportes del trascabo, de tal manera que fue posible

colocar los paños en su posición sin que el equipo rodará sobre el geosintético.

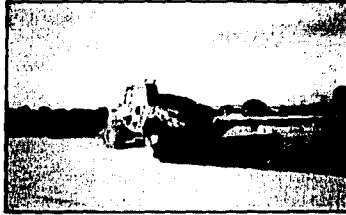


Figura 4.1.5 Instalación de geomembrana

En tanto no se unieron los paños y a fin de evitar que el viento levantara la geomembrana, ésta se lastró en sus orillas, utilizando balastos que no dañaron al material. El sistema de lastre comúnmente empleado consiste simplemente en bolsas o costales con arena fina (tamaño máximo de agregado de 1/8"). Como medida de cuidado estricto, no debe permitirse el tráfico vehicular directamente sobre la geomembrana.

Ya en posición los rollos de geomembrana y antes de realizar la soldadura, se llevo a cabo una inspección visual para detectar posibles daños ocasionados durante la manufactura, el transporte o la instalación, determinando, en caso de que se detecten, si éstos pueden repararse por cualquier sistema de soldadura, o si requiere sustituirse algún tramo del rollo. Posteriormente se verificó que las orillas de la geomembrana, donde se realizaron la soldadura, se encuentran totalmente limpias y secas.

En superficies planas o en aquellas donde no existieron cambios bruscos de pendiente, se recomendó el empleo del sistema de soldadura con equipo de fusión con cuña caliente, esto se puede observar en la figura 4.1.6. Estos equipos de soldar deben ser automáticos, autopropulsados y con los aditamentos necesarios para dar las temperaturas y presiones requeridas para fundir y pegar. Atrás de las cuñas calientes el equipo cuenta con dos juegos de rodillos que ejercen presión sobre el área fundida, de tal manera que se genera una doble unión en la sobre posición, separada una de la otra.



Figura 4.1.6 Unión de geomembranas por termofusión

El espacio que quedó entre las dos fusiones forma un conducto vacío que sirvió para realizar las pruebas necesarias para verificar la hermeticidad de las soldaduras. La prueba se realizó de acuerdo al siguiente procedimiento: primeramente se sellaron ambos extremos del conducto vacío que se probó; posteriormente se presurizó aire en ese conducto mediante el empleo de una bomba de aire, manual o de motor, capaz de generar una presión constante de 25 psi. El aire se inyectó utilizando una aguja conectada a la bomba hasta lograr la presión mencionada; posteriormente se cerró la válvula y se mantuvo la presión en el conducto al menos por cinco minutos. Si durante ese tiempo, la presión no tuvo una caída mayor o igual a 2 psi o no se estabiliza, se debió localizar y reparar la falla, volviendo a realizar la prueba hasta que se logró mantener la presión durante el intervalo de tiempo especificado. Posteriormente se retiró la aguja y se selló el orificio mediante soldadura por extrusión.

La soldadura por extrusión se utilizó para realizar reparaciones o en aquellas zonas donde existieron cambios bruscos de pendiente. Antes de realizar cualquier soldadura por este método fue necesario aplanar todo el material en un ancho mínimo de 1.50 mm utilizando una lijadora orbital. La soldadura consistió en aplicar un extruido del mismo material del que está hecha la geomembrana en la unión precalentada de los paños, al mismo tiempo que se aplicó presión con la misma soldadora. Cuando se realizaron las pruebas y antes de colocar la capa intermedia, se hizo una inspección visual de toda el área para asegurarse que no existían daños o soldaduras no reparadas.

Ya que se colocó la capa inferior de geomembrana en su posición, la zanja de anclaje se rellenó parcialmente cuando mucho hasta la mitad de su profundidad a fin de que no se levantara en las orillas. El relleno se realizó utilizando el mismo material obtenido del corte de la misma zanja y se recomendó que se hiciera en las horas del día en que existiera menor temperatura ambiental (cuando el geosintético está contraído) a fin de evitar tensión de la geomembrana cuando ésta se encuentre anclada.

Sobre la capa inferior de geomembrana se colocó la capa intermedia como se describe a continuación, para que después de ésta se instalaran las capas superiores de geomembrana y geotextil, siguiendo los mismos procedimientos y recomendaciones utilizadas en la colocación de las capas inferiores.

Una vez completado el sistema impermeable, se completo el relleno de la zanja de anclaje, enrasándolo y compactándolo hasta el nivel de la corona del bordo perimetral.

- Capa intermedia; para la colocación de esta capa se requirió preparar un acceso a la celda donde se protegió la geomembrana con arena fina o con geotextil. Inicialmente se colocó el material del que está formada la capa intermedia al principio del acceso a la celda y se tendió con equipo ligero de afuera hacia adentro formando un camino. Debido a que no debía circular ningún vehículo directamente sobre la geomembrana, los camiones que transportaron la arena limosa entraron a la celda en reversa, circulando sobre la arena ya tendida previamente, de tal manera que con el nuevo material descargado se continuó cubriendo toda la geomembrana con arena, al mismo tiempo este material se conformó de acuerdo al espesor definido en el proyecto, cubrió toda el área de geomembrana, incluyendo los taludes interiores de los bordos perimetrales.

El sistema para el manejo de lixiviados comprende la construcción de diferentes estructuras para una adecuada conducción, captación y evaporación de lixiviados. A continuación se describen:

- Sistema de conducción; a fin de hacer eficiente el drenaje de lixiviados hacia el cárcamo

colector, se instaló sobre la capa superior de geotextil una tubería de 6" de polietileno de alta densidad perforada en tres hileras equidistantes. Para instalar la tubería fue necesario que desde la capa de terracerías se formara una zanja de sección triangular donde se pudiera alojar la tubería. Para formar una tubería única fue necesario unir los tramos de tubo utilizando el método de soldadura por termofusión. Antes de colocar la tubería, se instaló una franja de geotextil de 200 g/m² a lo largo de toda la zanja; posteriormente se colocó la tubería y se cubrió con grava para filtro a todo su largo; finalmente se envolvió la tubería y la grava con la franja de geotextil, por lo que ésta deberá tener el ancho suficiente para que pudiera realizarse dicho envolvimiento. Esto sirvió para que la tubería tuviera un filtro adecuado y no se azolvara con los sólidos que pudieran ingresar al tubo a través de las perforaciones. La tubería debe llegar al fondo del cárcamo y debe cubrir el largo de su base.

- Sistema de captación; en la zona de menor elevación dentro de la celda se construyó un cárcamo colector que permitió almacenar temporalmente los lixiviados generados en cada celda. El cárcamo se construyó de concreto armado. Todo el cárcamo es cubierto con el sistema de impermeabilización antes descrito, el ejemplo del cárcamo se aprecia en la figura 4.1.7. Dentro de él se instalaron dos tuberías de 18" de polietileno de alta densidad, la primera quedó dentro de la capa intermedia y tiene la función principal de monitorear que la capa principal de geomembrana esté funcionando adecuadamente. Esta tubería fue soldada herméticamente a ambas geomembranas. La segunda tubería se colocó sobre la capa superior de geotextil, dentro de la capa de grava y su función es la de poder instalar dentro de ella una bomba sumergible que permita la extracción de lixiviados fuera del cárcamo. Las tuberías se instalaron a partir de la corona del bordo perimetral y corre a lo largo del talud interior del mismo y sobre el fondo del cárcamo, por lo que se requirió soldarle un codo que le permitió el cambio de dirección necesario.
- Laguna de evaporación de lixiviados; está constituida por un estanque impermeabilizado que permite el almacenamiento temporal de lixiviados en tanto éstos son evaporados de manera natural por medio de la radiación solar. Su proceso de construcción es similar al de las celdas, ya que consta de trabajos de limpieza del terreno, nivelación topográfica, movimientos de tierra, capa de nivelación, construcción de bordos perimetrales y sistema

de impermeabilización. No requiere filtro de grava, tuberías de conducción ni cárcamo. Los bordos perimetrales tienen dimensiones diferentes a los construidos para las celdas.

Por otro lado, consta de un sistema impermeable de triple seguridad, conformado en orden ascendente de las siguientes capas a partir de la capa de nivelación: geotextil de 200 g/m², geomembrana de 1.00 milímetro, capa intermedia de arena limosa de 15 centímetros de espesor, geomembrana de 1.00 milímetro, capa intermedia de arena limosa de 15 centímetros de espesor y geomembrana de 1.50 milímetros



Figura 4.1.7 Cárcamo, recubierto con sistema impermeable

Se ubica al oriente de la celda uno y está dividida en cuatro etapas, de acuerdo al avance de ingreso de residuos a lo largo de su vida útil.

La puesta en marcha del relleno se llevó acabo el 3 de noviembre de 1997, se cuenta con controles de calidad y verificación.

4.2. REVESTIMIENTO DE LAGUNAS ARTIFICIALES

El déficit de agua potable o para uso agrícola se ve agravado por la demanda de las ciudades e industrias, por el aumento de la población, por los cambios climatológicos causantes de la deforestación y por el calentamiento de la atmósfera; por esta razón se requiere de embalses o lagunas artificiales en donde se puedan almacenar con seguridad volúmenes importantes de este

líquido.

Se debe destacar que actualmente la reglamentación ambiental exige a los gobiernos, a las industrias y a las grandes ciudades, el control y tratamiento de las aguas y desechos residuales, de tal manera, que se eviten daños al medio ambiente, para reducir al máximo los índices de contaminación, evitando la descarga de residuos hacia los ríos, arroyos, mares. Lo anterior a cambio de obtener un agua de mejor calidad cuando se concluya el proceso de tratamiento.

La absorción insuficiente de los desechos residuales sobre la tierra y las aguas de desecho crean la posibilidad de contaminación de las aguas subterráneas, se considera que es posible controlar los desechos utilizando depósitos apropiadamente recubiertos. Los recipientes de escurrimientos con coberturas no permeables son la mejor y la más práctica solución.

Tradicionalmente se han construido lagunas artificiales utilizando el concreto, la mampostería y el propio suelo, sin embargo, actualmente como solución mas económica y funcional se están utilizando con éxito las geomembranas como forros de recipientes, para contener los desechos depositados en los estanques de retención de residuos y para evitar que por precipitación se penetren los residuos a suelos permeables o se infiltren a través de cimientos fracturados sin recubrimiento.

Los recubrimientos de geosintéticos a base de polietileno pueden ser utilizados como coberturas protectoras contra las materias particulares, desechos municipales, desechos animales, aceites, grasas, gas, humos, o cualquier combinación producida en algún proceso que sea considerado como contaminante.

Actualmente se construyen lagunas artificiales de regular tamaño para el tratamiento de aguas residuales, con la intención de proporcionar una solución ambiental a los residuos que el hombre genera, con la preocupación fundamental de que las aguas que contienen sólidos u otros materiales tóxicos no entren en las aguas de superficie ni dentro de las aguas subterráneas; con el objetivo de recuperar parte del agua tratada, para su uso en sistemas de irrigación o para enviarlas a los ríos sin riesgo de contaminación.

Las ventajas que presenta la construcción de lagunas artificiales revestidas con geosintéticos sobre otras construcciones comunes son las siguientes:

- Rapidez de la obra.
- Proximidad a las zonas de servicio.
- Los trabajos básicos para la construcción de las lagunas consisten únicamente en excavar, compactar e impermeabilizar.
- No necesitan de grandes estudios.
- La seguridad de que no habrá infiltración de contaminantes hacia el subsuelo.

Si se hace un análisis comparativo del costo de diferentes tipos de soportes para embalses y lagunas, por ejemplo, en obras de concreto armado o mampostería se observa una importante ventaja en la economía, a favor de las lagunas de tierra revestidas con geosintéticos, que pueden cifrarse en un 30% del costo medio de las demás.

4.2.1. DISEÑO Y CARACTERÍSTICAS DE LAS LAGUNAS REVESTIDAS

En el subcapítulo 3.2 se proporcionaron los requisitos preliminares para llevar a cabo la impermeabilización de embalses, mismos que también son aplicables a las lagunas artificiales, donde se recomiendan estudios previos de emplazamiento, accesibilidad, datos climatológicos, datos geotécnicos del terreno y de las aguas que se pretende almacenar, este último punto tiene particular importancia en lagunas que forman parte de plantas de tratamiento, dado que los geosintéticos a utilizar dependerán del tipo de tratamiento de aguas y de las características químico-biológicas de los desechos residuales, procesos de tratamiento, así como, del uso que se pretenda dar a las aguas resultantes del tratamiento, en algunos casos será necesario fabricar geomembranas con características especiales de durabilidad, con resistencia a solventes y abrasivos muy potentes. El diseño de las lagunas artificiales sigue los mismos criterios que anteriormente se indicaron para el diseño de embalses en el capítulo 3, por lo que el proyecto se rige con los parámetros equivalentes de funcionalidad, economía y construcción; en el caso específico de plantas de tratamiento el diseño se basa en los reglamentos ambientales, en este

caso además de los criterios normales de diseño es necesario tomar en cuenta precauciones especiales para la salida de gases y para obtener drenajes apropiados, en estas estructuras se consideran factores de seguridad mayores, con el fin de evitar al máximo las posibles filtraciones al suelo, provocadas por fracturas, hundimientos o movimientos sísmicos. *

Las lagunas artificiales generalmente se construyen mediante el proceso de excavación, tendiendo taludes naturales hacia el centro del depósito, en ocasiones se construyen terraplenes en sus perímetros para aumentar el volumen de captación y generar los caminos de acceso. En las lagunas al igual que en los embalses la geometría del depósito se define por la inclinación de sus taludes interiores o exteriores y por el tirante de agua almacenado, mismos que dependen de la estabilidad del terreno y de las características de los geosintéticos que se utilicen para el refuerzo de taludes o como recubrimiento. El fondo del depósito es también recubierto con geomembranas y se debe procurar una superficie con la pendiente apropiada para garantizar el desagüe y vaciado de la laguna y para facilitar el mantenimiento de la misma.

4.2.2. CRITERIOS DE IMPERMEABILIZACION

El revestimiento de lagunas artificiales se realiza con los mismos criterios que ya se explicaron para embalses en el subcapítulo 3.2; en donde se recomienda considerar en el diseño todas las acciones físicas y químicas a que se someterá el material de recubrimiento, como pueden ser las cargas provocadas por el viento, efectos de la temperatura, radiación solar, fuerzas de oleaje, fuerzas internas y fuerzas externas provocadas por las presiones hidrostáticas, el eventual empuje que generen los gases en zonas localizadas y los ocasionales daños que pueden provocar los troncos, ramas y desechos sólidos.

Los geosintéticos que se utilicen en lagunas artificiales que forman parte de plantas de tratamiento deben ser resistentes a los agentes químicos y biológicos, deben proveer una excelente protección contra la filtración, una gran resistencia a la tensión, baja permeabilidad y una alta resistencia a las perforaciones y a las fracturas por presión.

También se requiere que las celdas de depósito contengan un doble forro y en algunos casos un sistema recolector de lixiviación en medio de los dos, las especificaciones demandan el uso de un

forro primario hecho con geomembrana de polietileno de alta densidad sobre un forro secundario también de polietileno, el sistema recolector de lixiviación entre las dos capas protectoras detectará y retendrá el agua que se filtre. Las aguas residuales que han sido retenidas, son desechadas por medio de una bomba colectora para luego ser devueltas al estanque.

La experiencia con revestimiento de geosintéticos ha demostrado que la calidad de la geomembrana y la efectividad de sus costuras por compresión térmica son la clave para el éxito de este tipo de instalación, generalmente se utilizan geomembranas en rollo continuo con anchos de 7.00 m o mayores que se extienden a todo lo largo del estanque, para las uniones se utiliza el método de fusión térmica con maquinaria automática para soldar los paneles de los forros.

Para la fusión térmica también se utiliza la cuña caliente, en donde se cruza una brecha de metal caliente entre las láminas de forro sobrepuestas, el calor es controlado y seguido por rollos de presión los cuales sueldan uniformemente las dos láminas para producir una costura unida en forma consistente; para probar la unión se utiliza una presión de 30 lb/plg^2 , sobre el canal de la costura y se controla con un calibrador, el más pequeño agujero invisible al ojo humano, será registrado como una gota de presión, indicando un potencial de goteo y una posible falla en la costura.

La zona de recubrimiento o traslape entre láminas será igual o mayor a 50.00 mm, cuyo valor será muy útil en la cuantificación de material a prevenir en relación a la superficie neta a cubrir. En el taller y en la obra habrá que controlar continuamente las soldaduras de uniones en toda su extensión, repasándolas con un punzón.

4.2.3. TIPOS DE GEOMEMBRANAS RECOMENDABLES

Para la impermeabilización de lagunas artificiales, plantas de tratamiento con residuos, abonos y excrementos, se pueden utilizar geomembranas sin armadura de policloruro de vinilo flexible (PVC-P) obtenida por calandrado o extrusionado y geomembranas de policloruro de vinilo flexible PVC-P, reforzada con malla de poliéster, obtenida por calandrado y doblado, estas geomembranas ofrecen una excelente estabilidad frente a los rayos UV, con garantía de

funcionalidad de 10 años para colocaciones sin protección.

Se trata de geomembranas fabricadas exclusivamente a partir de resinas vírgenes que garantizan características constantes y óptima durabilidad, además de ser resistentes al hinchado, putrescibilidad, envejecimiento y muy particularmente a su elevado nivel de estanqueidad, incluso bajo deformación permanente.

La elevada capacidad de adaptación a las irregularidades del soporte depende de su alta deformabilidad y a la elevada resistencia de sus soldaduras, los espesores van desde 1.2 mm hasta 2.50 mm en anchos de 2.00 a 7.00 m y longitudes estándar de 20.00 m, suministradas en rollos con mandril de cartón, convenientemente protegidos, en las tablas 3.2.1 y 3.2.2 del capítulo 2, se incluyen algunas de las precauciones que se deben tomar en el diseño de recubrimientos con geosintéticos, así como, los criterios básicos para la selección de geomembranas.

Para efectuar el revestido e impermeabilización de las lagunas se podrán llevar a cabo los mismos criterios de instalación que se indicaron para presas y embalses en el capítulo 3, con atención al tendido, ensamble, unión, anclaje, soldaduras y sujeción de las piezas de geomembrana, en la figura 4.2.1 se muestra el proceso de tendido y unión de geomembranas.



Figura 4.2.1 Colocación, tendido y soldadura de geomembrana para revestimiento de laguna artificial

En la instalación se debe prever una correcta evacuación de los líquidos y gases, en las lagunas

superficiales es común que bajo la geomembrana se acumulen gases y lixiviados, en el drenaje se tomarán las precauciones necesarias para evitar daños por el empuje y abolsamientos que estos elementos pueden generar.

4.2.4. EJEMPLOS DE APLICACION

Las lagunas artificiales revestidas con barreras impermeables de geomembranas y geotextiles son utilizadas actualmente con éxito en los procesos encargados del tratamiento de aguas y desechos residuales, son muchos los ejemplos en donde se está utilizando este sistema, a continuación se presentan algunos ejemplos:

En León Guanajuato; se construyeron 5 celdas de evaporación para una planta de tratamiento de aguas salinas, las celdas estaban separadas por unos montículos perimetrales hechos a base de tierra con altura de 0.70 m y taludes 1:1. En la cresta de los montículos se colocó un andador de concreto para proporcionar una superficie sobre la cual transitar, el cual sirvió además para fijar el geotextil y la geomembrana utilizando un sistema de taquetes y soleras anticorrosivos. La base de los lechos era el terreno natural relativamente liso, sin embargo, para protección de la geomembrana se utilizó un geotextil colocado a lo largo del lecho y sobre los taludes. Para facilitar la instalación en campo se elaboró en planta un panel competo termofijando las uniones hasta lograr dimensiones suficientes para cubrir las cinco celdas.

En el Estado de México; se impermeabilizó una laguna anaerobia que tenía el problema de infiltraciones de la laguna, lo que no dejaba subir el nivel del tirante a mas de 0.80 m de un total de 3.10 m, para su solución se recomendó el uso de una geomembrana de 0.60 mm de espesor reforzada con geotextil en la parte inferior para protegerla contra las acciones punzocortantes del talud. El requerimiento del geotextil protector no fue tan crítico, puesto que contaba con una superficie de suelo-cemento, relativamente libre de objetos punzocortantes y protuberancias, la unión de geomembranas se realizo por termofijado en planta, el sistema fue un éxito no detectando fugas.

En la Ciudad de Corning, California, se construyeron dos plantas de tratamiento para las

industrias procesadoras del olivo, con dos estanques acreados forrados con polietileno con dimensiones 74.00 m x 145.00 m, con taludes inclinados y un tirante de agua de 4.00 m, los desechos que entran en los estanques requieren un nivel alto de demanda de oxígeno químico, después de un tiempo de retención el agua residual es reducida a niveles reglamentarios. Se utilizó un forro primario con membranas de polietileno de alta densidad sobre un forro secundario de yeso compactado, se cuenta con un recolector de lixiviados el cual retiene el agua filtrada, el proyecto de esta planta fue diseñado para operar dentro de los parámetros reglamentarios debiendo contener un doble forro y un sistema recolector de lixiviados, en la figura 4.2.2 se muestra el proceso de revestido de los estanques.



Figura 4.2.2 Revestimiento del estanque de retención para la planta de tratamiento de aguas residuales de las industrias procesadoras de olivo en la Ciudad de Corning, California



Figura 4.2.3 Laguna de depuración de aguas residuales en Cruz de Tenerife España

En Tenerife España; se construyó una laguna de depuración de aguas residuales, el agua tratada será utilizada para la irrigación sin requerir tratamiento extra, se utilizó un revestimiento a base de geomembranas de polietileno de alta densidad de 2.00 mm de espesor, con alta resistencia

química y excelente resistencia a los rayos UV, en la figura 4.2.3 se muestra la colocación de geomembranas en los taludes de la laguna.

5. GEOSINTÉTICOS APLICADOS EN LA INGENIERÍA DE TRANSPORTES

142-A

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

5. GEOSINTÉTICOS APLICADOS EN LA INGENIERÍA DE TRANSPORTES

El desarrollo de la Ingeniería Civil en la construcción de obras destinadas para caminos y vías de comunicación ha tenido un desarrollo importante a lo largo de la historia de la humanidad, desde la antigüedad el hombre requirió de caminos para su traslado y para la comunicación entre los pueblos, inicialmente eran simples caminos de tierra o empedrados que tenían que ser continuamente reparados por los daños que provocaba el tránsito y los agentes naturales del agua de lluvia, asentamientos y fracturas, desde entonces el hombre reforzaba dichos caminos utilizando materiales de granulometría diferente en distintas capas y en algunos casos refuerzos de tela o ramas a fin de proporcionar superficies de rodamiento resistentes, impermeables e inclusive con preparaciones para favorecer una adecuada filtración del agua.

A mediados del siglo pasado se inició un crecimiento importante de los índices demográficos los cuales reclamaban con urgencia infraestructuras capaces e idóneas para atender las nuevas necesidades de la población a través de la construcción de obras, gran parte de los adelantos conseguidos en la investigación mundial se han aplicado a la creación de infraestructura de transportes, en donde continuamente se requiere de nuevos materiales y procedimientos constructivos.

El empleo de geosintéticos en esta rama de la ingeniería ha tenido un gran desarrollo en los últimos años tanto por el crecimiento de su empleo en las obras, como por la diversidad de productos que de ese tipo existen en el mercado, esta nueva tecnología va progresando como consecuencia del seguimiento que se ha dado a los resultados de las soluciones empleadas y en base a las pruebas y especificaciones que se realizan en diferentes países, en el presente capítulo se incluye una breve descripción de los criterios de diseño, modos de empleo y procedimientos de selección de los materiales geosintéticos para la construcción de obras de infraestructura referidas en particular al diseño de vías terrestres, como son los caminos pavimentados, no pavimentados, carreteras y vías férreas, estos materiales permiten reducir notablemente los costos de conservación de tramos afectados negativamente por la capacidad y deformación de suelos.

5.1. TERRAPLENES EN SUELOS BLANDOS

Los materiales geosintéticos tienen gran cantidad de aplicaciones dadas sus excelentes características de resistencia, deformación y duración, estas cualidades son muy apropiadas para la estabilización de aquellas estructuras o terraplenes que se apoyan sobre suelos blandos, en estos casos los geosintéticos son utilizados como materiales de refuerzo y mayormente como elementos de separación que evitan la contaminación del suelo de relleno con el subsuelo existente.

Durante la construcción de un terraplén sobre un suelo blando o después de construido pueden presentarse asentamientos, con consecuencias no favorables para su vida útil, presentando movimientos horizontales y verticales capaces de formar grietas, los geosintéticos permiten reducir el espesor e incrementar la vida de servicio de la estructura, aún cuando se utilice material de relleno de baja calidad. La interacción entre el geosintético y las partículas de suelo se garantiza gracias a las altas deformaciones locales en las aberturas de los geotextiles, este refuerzo aumenta también considerablemente la capacidad de carga del suelo, cuando el nivel freático o el agua se acercan a la superficie, el uso de un geocompuesto proporciona el desagüe requerido, separa el relleno del suelo fino y contribuye a una adecuada distribución de cargas.

Como se mencionó anteriormente la tecnología de geosintéticos ha logrado obtener materiales de muy alta tenacidad, baja elongación y mínimo creep, lo cual permite solucionar problemas de construcción en terraplenes sobre suelos blandos y compresibles, en donde el principal problema a resolver consiste esencialmente en incrementar en el suelo la resistencia al cortante y controlar la compresibilidad del suelo dentro de rangos permisibles, con el objetivo de evitar que el peso del terraplén y las sobrecargas, originen deformaciones e inestabilidad de la estructura, como ocurre con la falla por deslizamiento y por capacidad de carga que se muestran en la figura 5.1.1

5.1.1. CRITERIOS DE DISEÑO

Los criterios de diseño en terraplenes apoyados sobre suelos blandos son similares a los que ya se describieron para taludes reforzados, sin embargo, en el caso de suelos blandos es necesario

proporcionar atención especial a la función que cumplen los geosintéticos como capa separadora, generalmente son colocados geotextiles directamente sobre el suelo suave para construir el terraplén, el refuerzo del suelo para soportar las cargas debidas al relleno y sobrecargas adicionales debidas a vehiculos es proporcionado con capas sucesivas de geosintético. las cuales cumplirán las funciones que ya se explicaron para el refuerzo de taludes.

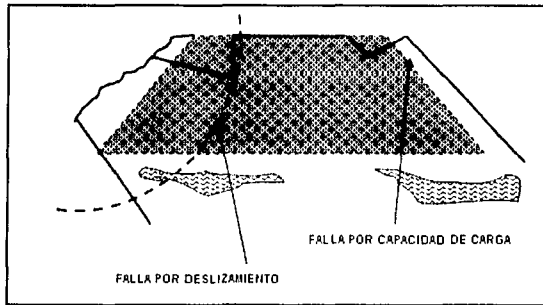


Figura 5.1.1 Sin empleo de geotextil el terraplén puede presentar falla por deslizamiento o de capacidad de carga

Al colocar una capa de geotextil de alta tenacidad entre el suelo de cimentación y el relleno que conformará la estructura, se proporciona al suelo blando una resistencia al corte de la cual carece, el geosintético corta el plano de falla, como se puede observar en la figura 5.1.2, de tal forma que la masa de suelo puede resistir mayores niveles de esfuerzo y la transmisión de estos esfuerzos al suelo blando es muy reducida, lo cual ayuda a prevenir y evitar los deslizamientos.

Para evitar este tipo de falla, en suelos blandos, se requiere un material geotextil que cuente con resistencia a los esfuerzos de tensión, capaz de absorber las cargas inducidas al suelo en los posibles planos de falla que pueden cortar al geotextil, por esta razón se utilizan generalmente materiales de alta tenacidad, baja elongación y mínima fluencia, que dispongan de una resistencia a la tensión de hasta 1,000 kN/m (100,000.00 kg/m), y que al ser sometidos a cargas equivalentes a la mitad de su carga última tengan elongaciones inferiores al 10% y una fluencia máxima del 2%.

El hecho de utilizar este tipo de geotextiles en suelos suaves controlará además los asentamientos del terraplén, los cuales tenderán a ser uniformes, dado que la estructura se comportará como una unidad, asemejando un trabajo similar al de cuerpo rígido.

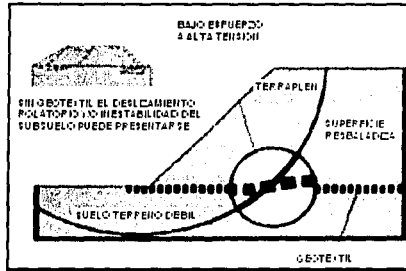


Figura 5.1.2 Incremento de la capacidad cortante en terraplén con refuerzo de geotextil

El papel del geotextil como capa separadora proporciona una ventaja adicional para los suelos blandos ya que confina al material de relleno y no permite que el relleno se incruste en el suelo suave, como ocurre en construcciones sin geotextil, como se muestra en la figura 5.1.3. Con esta solución se logra conservar la geometría y características originales del relleno, inclusive se ha observado que el uso de geotextil permite reducir significativamente los volúmenes de relleno, el hecho de insertar capas horizontales de geosintético de alta tenacidad origina además el incremento en la capacidad de cortante que actúa en contraposición con las fuerzas de deslizamiento.

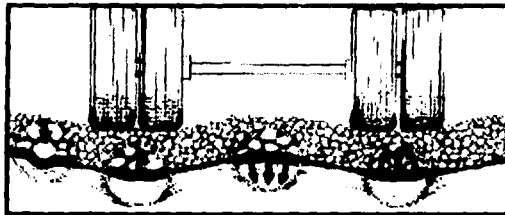


Figura 5.1.3 Por efecto de las sobrecargas en terraplenes se genera una incrustación y contaminación de suelos

5.1.2. MÉTODOS DE CÁLCULO

Los métodos generales de cálculo en terraplenes estabilizados o reforzados por medio de geosintéticos de alta tenacidad, baja elongación y mínimo creep, se han generado partiendo de los principios fundamentales de la mecánica de suelos y han sido aceptados en base a diferentes tipos de pruebas.

De acuerdo con las teorías de mecánica de suelos, en los terraplenes se deben prever cuatro posibles tipo de falla:

- Inestabilidad Interna (P_{ai}); en este caso se supone que la resistencia al cortante en la capa superior del subsuelo (C_u), no es suficiente para resistir la presión activa del relleno por lo que el terraplén tiende a deformarse horizontalmente como se muestra en la figura 5.1.4. en tal caso la inestabilidad S_1 se calcula con la ecuación 5.1.1, como se observa en la figura 5.1.5.

$$P_{ai} = \frac{1}{2} \lambda_a \gamma H^2 \quad (\text{eq. 5.1.1})$$

$$\lambda_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (\text{eq. 5.1.2})$$

$S_1 = P_{ai}$ = Inestabilidad interna, Φ = ángulo de fricción interna del suelo

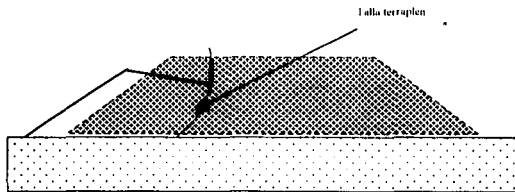


Figura 5.1.4 Falla por inestabilidad interna en el terraplén

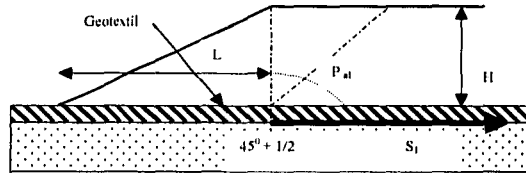


Figura 5.1.5 Criterio de cálculo de inestabilidad interna.

- Inestabilidad de la cimentación (P_{a2}); este tipo de falla se observa en la figura 5.1.6 y puede ocurrir sobre todo en el caso que se presenten estratos de resistencia al cortante (C_u) relativamente baja, comparada con las capas superiores, el factor de seguridad de las superficies de falla potenciales debe ser calculado a diferentes profundidades identificando el crítico, como se muestra en la figura 5.1.7, si el suelo está totalmente saturado y las presiones de poro son máximas, entonces $\Phi = 0$ y las ecuaciones generales pueden ser:

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot h^2 + \frac{1}{2} \cdot \gamma_h \cdot h^2 \cdot \lambda_a - 2 \cdot c \cdot h \cdot \eta \cdot \lambda_a + q_{s1} \cdot \lambda_a \cdot h \quad (\text{eq. 5.1.3})$$

$$P_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot h^2 + \frac{1}{2} \cdot \gamma_h \cdot h^2 \cdot \lambda_p + 2 \cdot c \cdot h \cdot \eta \cdot \lambda_p + q_{s2} \cdot \lambda_p \cdot h \quad (\text{eq.5.1.4})$$

donde:

P_a = presión activa del suelo.

P_p = presión pasiva del suelo.

h = profundidad del estrato de suelo blando.

γ_w = peso volumétrico del agua.

γ = peso volumétrico del estrato de suelo.

C_u = resistencia al corte del suelo.

c = cohesión del suelo.

$q_{s1} = q_{s2}$, capacidad de carga del terreno para presión activa y pasiva del suelo.

Las expresiones anteriores pueden ser simplificadas a:

$$P_u = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot h^2 - 2C_u \cdot h + q_{s1} \cdot h \quad (\text{eq.5.1.5})$$

$$P_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot h^2 + 2C_u \cdot h + q_{s2} \cdot h \quad (\text{eq.5.1.6})$$

Para confirmar que existe equilibrio se debe cumplir

$$P_p + 2C_u \cdot L \geq P_u \quad (\text{eq. 5.1.7})$$

y la fuerza en el geosintético es:

$$S_2 = C_u \cdot L \quad (\text{eq. 5.1.8})$$

Si no se presentan estratos continuos de suelo muy suave, este tipo de falla solo se aplica para profundidades pequeñas y estratos más profundos, la falla tiende a presentarse rotacional como se muestra en la figura 5.1.1 y corresponde entonces con la falla por inestabilidad externa que debe calcularse como se indica mas adelante:

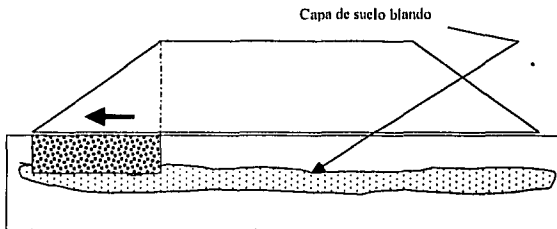


Figura 5.1.6 Falla de cimentación en el terraplén por estratos de suelo blando

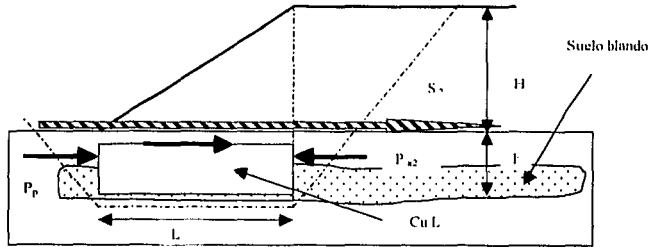


Figura 5.1.7 Criterio de cálculo de estabilidad de cimentación

- Inestabilidad externa; este tipo de falla se basa en el método de Bishop modificado al introducir un momento generado en la base por el geosintético, el factor de seguridad de acuerdo con este método es:

$$F = \frac{M_{opositor} + S_3 \cos \alpha \cdot R}{M_{actuante}} \quad (\text{eq 5.1.9})$$

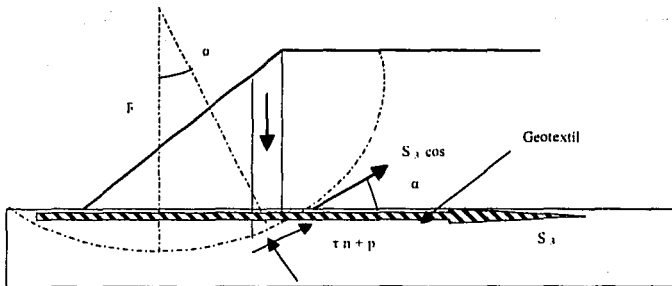


Figura 5.1.8 Criterio de cálculo de estabilidad externa

- Falla de capacidad de soporte: la capacidad de soporte del suelo debe ser suficiente para recibir al terraplén, la cual se puede determinar con el método de Prandtl y con las tablas de Pilot. En donde se analizan las posibles combinaciones de fuerzas que se pueden

presentar, en los diferentes puntos en los que actuarían, se determinan los requerimientos de resistencia del geosintético teniendo en cuenta los factores de seguridad adecuados, si la resistencia del geotextil es superior a estos requerimientos su funcionamiento será adecuado, en la figura 5.1.9 se esquematiza el método de Pradtl y en la figura 5.1.10 se representan los valores para la obtención de la capacidad de soporte, la cual se calcula con la expresión siguiente:

$$Q_{\max} = H \cdot N_c \cdot C_u \quad (\text{eq. 5.1.10})$$

donde:

N_c = capacidad de carga del suelo.

H = espesor del relleno.

B = ancho del terraplén.

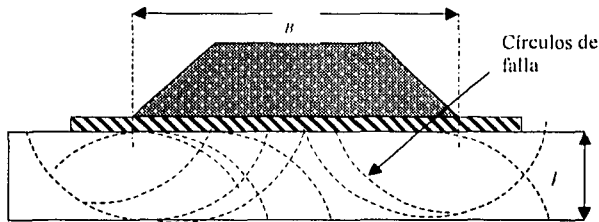


Figura 5.1. 9 Modo de falla por capacidad portante

- Estabilidad externa; este caso solo se presentará cuando el suelo reforzado con geosintéticos se comporte como un muro de contención, deberá analizarse su estabilidad tanto externa (interrelación con el suelo natural), como interna (interrelación del suelo de relleno con el geotextil), deberán considerarse posibles modos de falla relativos a falla por deslizamiento, por volteo, falta de capacidad de carga, de los cuales se deberá determinar

un factor de seguridad y en base a esto establecer si la resistencia del geotextil es suficiente, los criterios de análisis y diseño de este caso ya se indicaron con detalle en el capítulo 2, relativo al diseño de muros de contención reforzados con geosintéticos.

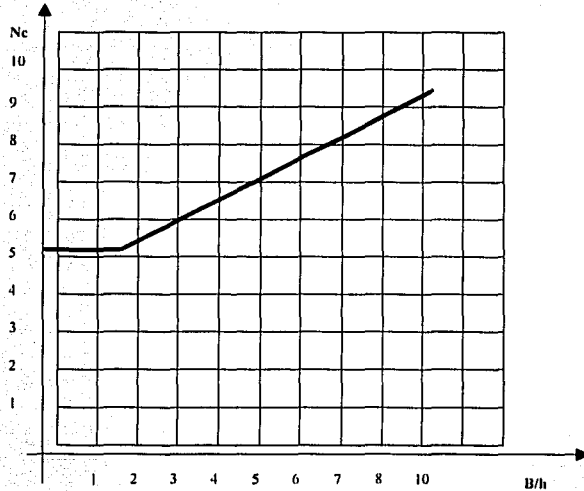


Figura 5.1.10 Gráfica para determinar parámetros de capacidad de soporte del suelo
Fuente: Simposio de Geosintéticos, 1990, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos

5.1.3. EJEMPLOS DE APLICACION.

En la figura 5.1.11 se muestra el procedimiento utilizado para el tendido de geotextiles en un terraplén, el cual consiste en la colocación de un geotextil en la base entre el suelo de desplante y el relleno para que funcione como elemento de separación, posteriormente se realiza la colocación del cuerpo del terraplén insertando capas de refuerzo de geotextil.

En México se han realizado ya algunas experiencias con geotextiles aplicados a suelos blandos o

terrenos con baja capacidad de carga, en seguida se describen algunos de ellos:

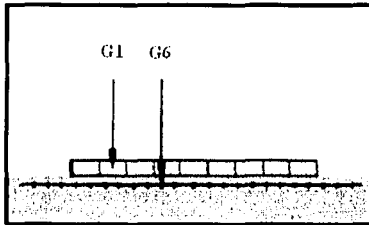


Figura 5.1.11 Procedimiento de tendido de geotextiles en un terraplén
(G6refuerzo de geotextil, G1 refuerzo del suelo en capas)

- En el Puente Coatzacoalecos II, de acuerdo con resultados de la Secretaria de Comunicaciones y Transportes, en la construcción del acceso carretero de la margen izquierda se utilizaron membranas de geosintéticos y esto permitió economizar el 30% del volumen de material requerido para la cimentación de la terracería. Después de 17 meses de mediciones en la zona I, la incrustación del relleno en la sección sin membrana fue de 0.50 m, el asentamiento acumulado de 0.05 m y el desplazamiento horizontal de 0.02 cm; en la sección con membrana, el asentamiento acumulado era de 0.05 cm y la profundidad de incrustación fue imperceptible y su interfase fue uniforme.
- En el Lago de Texcoco por la baja resistencia al esfuerzo cortante de las arcillas se requería emplear espesores importantes de materiales de préstamo para disponer de caminos transitables en toda época, con el fin de reducir las inversiones inicial y por conservación se realizaron tres experiencias con geotextiles, uno nacional, uno de importación y una malla de polietileno; en el primer caso no se tuvieron los resultados esperados, sin embargo su uso permitió verificar las propiedades de separación y anticontaminación del geotextil, en los otros dos casos se hizo manifiesto que los geotextiles permiten conservar el material del terraplén confinado y evitan la incrustación de partículas del material granular de préstamo en el terreno blando, lo que aunado a las propiedades de separación y anticontaminación reduce el espesor necesario para estabilizar caminos en suelos de muy baja resistencia al esfuerzo cortante. En

consecuencia se determinó que el uso de geotextiles permite la reducción de los costos de inversión y mantenimiento.

- En los Azufres Michoacán para la construcción de caminos sobre suelos de baja capacidad de carga y estabilidad de taludes en instalaciones de la Comisión Federal de Electricidad se tuvieron experiencias con geotextiles que permitieron corroborar la importante función de los geosintéticos como elementos frontera entre suelos cohesivos y los agregados no cohesivos, verificando que las fuerzas rodantes provocan la intrusión del agregado dentro del material cohesivo, desplazando al suelo, en consecuencia, los finos del suelo penetran al material granular a través de huecos existentes en él, por lo que el efecto de la separación no es despreciable, la contaminación reduce el espesor efectivo que reparte los esfuerzos transmitidos por el tránsito, iniciando un mecanismo progresivo de falla.

5.2. ESTABILIZACIÓN DE BASES PARA VÍAS FÉRREAS

Los terraplenes de vías férreas normalmente son grandes estructuras, su construcción involucra grandes movimientos de tierras generalmente de buena calidad. Tienen además grandes inconvenientes tanto por limitación de derechos de vía como por impacto ambiental. La alternativa de estructuras de concreto es excesivamente cara, aún en términos de impacto ambiental. Para limitar costos, se necesitan aumentar los taludes naturales y en ocasiones utilizar el mismo material del sitio con condiciones mecánicas pobres; en estas condiciones el uso de geosintéticos viene a significar una buena alternativa en la construcción de vías férreas.

El rápido paso de los trenes en lapsos muy cortos de tiempo, producen cargas dinámicas al suelo provocando ciclos de compresión y descompresión muy intensos. La cimentación, sujeta a esfuerzos de fatiga, puede fallar provocando fracturas hasta el punto del colapso. Bajo estas condiciones, para la construcción común de vías se requieren importantes espesores de agregados, mantenimiento frecuente y costoso (aunque este mantenimiento es caro, el factor más importante en el costo es la interrupción del servicio), los materiales geosintéticos permiten una reducción importante del costo de vía por estos conceptos.

El uso de los geosintéticos consiste básicamente en la estabilización de las bases para ferrocarriles; la función primordial del geosintético en este caso es de separación, teniendo como función secundaria la de filtración, drenaje y muy posiblemente el refuerzo en diversos casos.

5.2.1. CONSTRUCCIÓN DE VÍAS FÉRREAS

En la construcción de vías férreas las aplicaciones de los geosintéticos son múltiples y variadas. Están basadas en conceptos convincentes que aseguran protección duradera para obras que exigen importantes soluciones técnicas. Por ejemplo, en el campo del refuerzo de suelos, con terrenos inestables se puede ahorrar el enorme y costoso trabajo que supone reemplazar el terreno, utilizando geomallas o geotextiles de alta resistencia a tracción. Los geosintéticos también actúan como capa de separación evitando que se mezclen los suelos de la capa base y de las capas superiores (balasto y sub-balasto).

En la construcción de vías férreas los geosintéticos cumplen las siguientes funciones:

- Cimentación de terraplenes en suelos pocos resistentes.
- Refuerzo de las cabezas del pilotaje en un terraplén sobre suelo blando.
- Taludes con gran pendiente y muros de contención.
- Protección de terraplenes de ferrocarril en regiones con hundimientos del terreno.
- Construcciones viales.
- Drenaje subterráneo.

5.2.2. CONSTRUCCIÓN DE TERRAPLENES PARA VÍAS FÉRREAS

Los terraplenes de vías férreas generalmente involucran grandes movimientos de tierra y ocupación de suelo. El costo del material para relleno, su transporte desde los distintos bancos, así como el valor del terreno pueden ser demasiado altos, lo que nos lleva a considerar alternativas como aumentar los taludes y/o usar un material de relleno de menor calidad.

La utilización de geomallas permiten la construcción de terraplenes para vías férreas con grandes taludes (hasta 80° - 85° sobre la horizontal), manteniendo todos los factores de seguridad requeridos en el proyecto, como se aprecia en la figura 5.2.1.

Durante el diseño, es posible considerar todos los esfuerzos a que se someterá el terraplén, tanto por cargas estáticas, dinámicas y sísmicas para cumplir con todos los requerimientos de estabilidad en la estructura. Casi cualquier tipo de material existente en la zona puede ser utilizado como relleno reforzado con geomallas, lo que proporciona grandes ahorros en costo y tiempo de construcción.



Figura 5.2.1 Sección de un terraplén para una vía férrea

(B) perfil original del terraplén, R perfil de corte, S ahorro de derecho de vía, U ahorro de material de relleno, Z nueva vía)

Un terraplén reforzado con geomallas permite ahorros del orden de 50% de material de relleno y un 50% de derechos de vía (pudiendo aumentar), comparado con alternativas de rellenos no reforzados.

Un talud reforzado con geomallas permite incorporar una nueva vía con un mínimo o nulo espacio adicional.

5.2.3. GEOMALLAS COMO REFUERZO EN BASES PARA VÍAS FÉRREAS

Una o varias capas de geomallas, colocadas en la base del balasto de la vía férrea, limitan los movimientos del agregado por confinamiento lateral, creando la resistencia a la tensión necesaria.

El espesor del agregado puede por tanto ser reducido con considerables ahorros. Las geomallas se usan para confinar el balasto de las vías férreas, la apertura de las geomallas cumplen con este propósito. Dichos productos tienen una considerable rigidez y composición garantizada que los hace más eficientes para esta función. A largo plazo ofrecen altas propiedades mecánicas y resistencia química aún en suelos muy agresivos.

Cuando es necesario prevenir la contaminación de partículas finas, un geocompuesto puede ser instalado en la interfase con el agregado, si se requiere facilitar el drenaje igualmente se puede utilizar. Esto podemos observarlo en la figura 5.2.2.

Los trenes producen cargas dinámicas sobre el suelo, con presiones altas localizadas que aumentan y disminuyen muy rápido. La repetición cíclica de estas cargas ocasiona asentamientos prematuros y fallas de las vías sobre suelos blandos, por lo que se requieren grandes espesores de agregados y son requeridos mantenimientos frecuentes y costosos. La causa principal de fallas prematuras se debe a la falla por confinamiento de los movimientos laterales del agregado y la consecuente contaminación de finos de la sub-base.

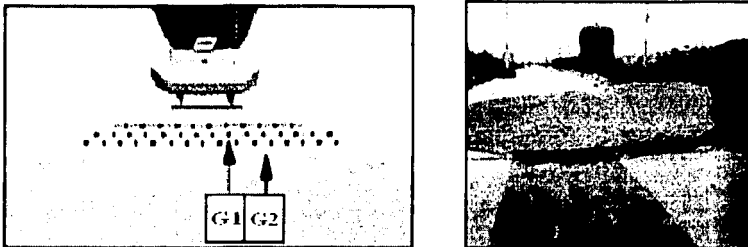


Figura 5.2.2 Estabilización de una vía férrea mediante geomallas y geocompuestos
(G1 geomallas bi-orientadas, G2 geocompuestos)

Una o varias capas de geomallas bi-orientadas colocadas dentro de la base de vías férreas, suministran las fuerzas de tensión y el confinamiento requerido para limitar el movimiento del agregado y evitar la contaminación de finos. El espesor del agregado puede ser altamente reducido permitiendo importantes ahorros. Los geocompuestos pueden ser colocados en la

interfase con la sub-base cuando la frecuencia de la contaminación de finos debe ser prevenida o cuando un drenaje efectivo es necesario.

5.3. ESTABILIZACIÓN DE BASES PARA CAMINOS

En la República Mexicana existen más de 100,000.00 km de caminos de terracerías y se siguen atendiendo las demandas de nuevas rutas de caminos rurales de tal manera que conforme avanza el desarrollo del país se requiere de una modernización de dichas vías.

Sin embargo, la tarea de reconstruir y construir caminos a costos bajos, hace imposible conservar una mayor longitud de la red. Es por esto que existe la necesidad de buscar nuevas tecnologías que nos permitan modernizar nuestros caminos a un menor costo que los métodos tradicionales. Para la construcción, mantenimiento y reconstrucción de estos caminos, es necesario una selección correcta de los materiales para que se cumplan con las especificaciones propias que se marcan en la normas de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (S.C.T.), en cuanto a granulometría, plasticidad y demás características mecánicas. La localización de estos materiales en algunos casos es imposible o representan costos altos que hacen que la obra se encarezca, esto obliga a utilizar los materiales disponibles, que se encuentran en la zona y que por si solos no reúnen las características físicas. En estos casos es necesario recurrir a cualquiera de los métodos de mejoramiento de suelos para poder cumplir con las características que nos marcan las normas antes mencionadas.

Como se ha mencionado en capítulos anteriores, en la actualidad, el empleo de los geosintéticos en la construcción de caminos rurales, forestales, etc.; es una práctica común en el mundo, en particular, cuando el terreno de apoyo está constituido por suelos blandos y los terraplenes son de poco espesor tanto en el caso de caminos permanentes como temporales.

5.3.1. PROPIEDADES FUNDAMENTALES PARA EL EMPLEO DE GEOTEXTILES EN CAMINOS RURALES

Por lo que se refiere a las propiedades fundamentales para el empleo de geotextiles en caminos

rurales, se podría decir que estas no han sido totalmente definidas, por lo que a continuación se mencionan algunas:

- Resistencia a la tensión.
- Módulo.
- Adherencia y fricción.
- Propiedades de relajamiento.
- Fatiga.
- Falla a la elongación.
- Rotura por deformación.
- Estabilidad química.
- Durabilidad.

Al aplicar un geotextil en un camino rural, como se observa en la figura 5.3.1, se busca fundamentalmente mejorar la estructura del camino, lo cual se logra mediante los mecanismos que a continuación se describen al colocar un geotextil entre un suelo blando de apoyo y la capa de revestimiento:

- Refuerzo: el geotextil sirve para mejorar el comportamiento (mediante las roderas o deformaciones permanentes) de un camino revestido, a través de los efectos de restricción y de membrana.



Figura 5.3.1 Aplicación de un geotextil en un camino rural

El primer efecto de restricción, se relaciona a la curva en cresta que se forma fuera de la rodada y que se traduce en presiones o sobrecargas aplicadas sobre el suelo de apoyo en dichas áreas. Con esto se incrementa la capacidad de carga del revestimiento y se impide el flujo plástico lateral del suelo bajo la rodada.

El segundo efecto de restricción ocurre cuando las partículas del agregado en la interfase tratan de moverse lateralmente o tienden a ser desplazadas, pero el geotextil lo impide.

El efecto de membrana ocurre cuando se presentan grandes deformaciones, pues el geotextil se estira y aparecen esfuerzos de tensión en el plano del mismo, los cuales dependen de las deformaciones y de su módulo, se induce un esfuerzo normal al plano del geotextil, cuya magnitud es función del radio de curvatura del geotextil en el punto considerado. El resultado es un cambio en la magnitud de los esfuerzos, aplicados sobre el suelo de apoyo, que se traducen en una disminución de las presiones bajo el área cargada y un incremento de presiones fuera del área de la rodada.

- Fricción; otro efecto es el de fricción, que se presenta entre el agregado del revestimiento y la tela, así como la adherencia entre la tela y el terreno de apoyo, lo que significa una especie de transición formada por materiales compuestos. A medida que la fricción y la adherencia se desarrollen más, la distribución de esfuerzos será más efectiva.
- Refuerzo local; un efecto más es el de refuerzo local, que se produce debido a los esfuerzos concentrados que tienden a causar la indentación de los agregados gruesos en el suelo de apoyo blando. El geotextil impide esto, redistribuye los esfuerzos concentrados, lo que se traduce en un incremento en la resistencia a desplazamientos verticales.
- Capa separadora; también se tiene el efecto de capa separadora, ya que el geotextil impide que el suelo fino arcilloso penetre en el agregado del revestimiento, con lo que se vería reducida su resistencia al corte y estabilidad. En este último efecto no debe perderse de vista que el geotextil, al ser permeable, permite una mejor evaporación del agua procedente del suelo, pues el agregado grueso taponera los huecos.

A continuación se hará referencia a varios métodos que han sido propuestos para el diseño de

caminos revestidos con grava y reforzados con geotextiles.

5.3.2. CRITERIOS DE DISEÑO EN CAMINOS

En todo diseño para caminos se parte de cuatro premisas, a saber:

- El material de las capas superiores no debe mezclarse con el suelo que les subyace, es decir, se debe proporcionar una compactación óptima y adecuada a la capa que se coloque sobre el suelo de apoyo, el cual puede estar constituido por un suelo blando: a la capa compactada se le supone una cohesión tal, que no penetre en el suelo que se apoye.
- No deben variar las características de apoyo del suelo natural debido a las causas externas tales como aporte de humedad, temperaturas, etc; que pueden provocar expansión, reblandecimiento, falla plástica, compresión, consolidación, entre otras.
- Debe compactarse a las capas superiores a tal grado que se garanticen los parámetros de diseño, lo que a veces difícilmente se logra, si se tiene un suelo natural sobre el que se apoyara el pavimento especialmente blando, como sucede en la zona del lago de la ciudad de México, en planicies costeras, depósitos fluviales recientes, terrenos ganados al mar, etc. Con lo anterior se busca que en las capas superiores se distribuyan al máximo las cargas. Debe tenerse presente que es deseable que las capas superiores sean resistentes a la fatiga por esfuerzos de tensión.
- El camino debe retener sus características originales con el tiempo, es decir: las condiciones del mismo no deben variar con el tiempo, si el agua pudiera llegar a la base, debe ser drenada cuanto antes y sin causar efectos nocivos.

Generalmente, para cumplir con estas premisas hay que recurrir a soluciones frecuentemente costosas y/o complicadas, entre las cuales se mencionan las siguientes:

- Mejorar el terreno de apoyo.
- Instalar sistemas de subdrenaje.
- Estabilizar el terreno de apoyo en forma química y/o mecánica.

- Utilizar materiales de aporte con granulometrías adecuadas para que las capas superiores no penetren en el suelo de apoyo.
- Estabilizar químicamente a las capas superiores.
- Incrementar los espesores.

Estas diferentes soluciones no siempre funcionan bien y a veces se traducen en inversiones, que aunque cuantiosas son totalmente inútiles, tal es el caso de estabilizar un suelo con un producto químico, cuya reacción es totalmente anulada en un lapso corto al sufrir el suelo estabilizado los ataques de los agentes activos en el medio (aguas ácidas, alcalinas, materia orgánica, bacterias sulfatos, etc.), estos procedimientos han sido empleados ampliamente en carreteras, ferrocarriles, etc. Con el uso de geotextiles es posible mejorar el funcionamiento de las bases utilizadas para caminos.

Los criterios de diseño para refuerzo de suelos inestables con geotextiles se han desarrollado primordialmente para caminos revestidos en los que cierta deflexión de la rasante es permitida. En tales casos se han incorporado a los diseños los conceptos de efectos de membrana, junto con los principios postulados por Berenberg y confirmados posteriormente por Steward, Giroud y Noiray, de que la presencia del geotextil incrementa el rango de respuesta elástica del suelo. En modelos de laboratorio, Berenberg encontró: que el esfuerzo máximo permisible al cual se puede someter un suelo cohesivo, sin generación de roderas profundas mayores a 2 pulgadas esta relacionado con su capacidad de carga última, determinada de acuerdo a la ecuación general de Terzaghi para suelos arcillosos saturados, donde:

Para: $\phi = 0^{\circ}$

$$Q = c \cdot N_c \quad (\text{eq. 5.3.1})$$

donde:

q = es la presión de contacto en la superficie del suelo.

c = es la resistencia no drenada del suelo.

N_c = es el factor de capacidad de carga de Terzaghi.

Con $N_c = 3.8$ para el caso de deformaciones elásticas relativamente grandes previas a la falla plástica del suelo (falla local) y $N_c = 5.14$ para falla general (relativamente pequeñas deformaciones elásticas del suelo previas a la falla plástica); entonces, los valores encontrados en su estudio de $N_c = 3$ como los niveles de esfuerzo en el suelo a los cuales se presentaban grandes deformaciones (>2 pulgadas), sin refuerzo de geotextil y $N_c = 6.0$ para el caso del suelo reforzado, bajo un mínimo número de aplicaciones de carga, lo anterior indicaba que la presencia del geotextil utilizado inhibía la formación de fallas locales, inhibiendo la deformación del suelo. Este trabajo fue posteriormente ampliado por Steward para el Servicio Forestal de los E.U.A., encontrándose que:

$N_c = 2.8$ para suelos sin refuerzo de geotextil, y deflexiones menores a 2".

$N_c = 5.0$ para suelos con refuerzo de geotextil y deflexiones menores a 2".

Lo cual confirma que la teoría de que la inclusión de un geotextil en un camino construido sobre suelos cohesivos saturados, sujetos a carga rápida, significa prolongar el rango de respuesta elástica del suelo a mayores niveles de esfuerzos.

De acuerdo a lo anterior se prepararon curvas para la determinación de espesores en caminos forestales, teniendo como parámetro una profundidad de las deflexiones máximas de 2 pulgadas, mediante las cuales es posible determinar ahorros en espesores de revestimientos por la inclusión de un geotextil.

Las propiedades mínimas establecidas por el Servicio Forestal de los Estados Unidos, para el geotextil a emplear se basaron en los resultados de pruebas de campo realizadas en la Región Noreste de aquel país, donde su conclusión fue que se obtuvo el mismo efecto con todos los geotextiles probados, independientemente del peso de las telas.

Por su parte, Giroud y Noiray combinaron su desarrollo teórico con pruebas realizadas en las

Estación Experimental Waterways del Cuerpo de Ingenieros de los E.U.A., lo que condujo a la elaboración de curvas para la determinación de espesores de agregado, de acuerdo a un mayor número de condiciones como son la profundidad de rodera (3 pulgadas), el porcentaje de elongación a que se somete al geotextil, su correspondiente módulo y el número de coberturas. De nueva cuenta, la aplicabilidad de las curvas de diseño se restringía a caminos revestidos de bajo tránsito, donde deflexiones de tal magnitud pueden ser tolerables. La razón obvia de lo anterior es para que el geotextil pueda contribuir en forma apreciable al refuerzo, mediante el efecto membrana, debe elongarse, lo cual significa necesariamente que el suelo debe deformarse debajo de la tela, con la formación de una rodera.

Sin embargo investigaciones posteriores llevadas a cabo por Burmister, por Lai y Robnett y Barksdale, así como por Haliburton, concluyen que la contribución del geotextil no es la de incrementar la resistencia del suelo, si no mas bien la de reducir la magnitud de los esfuerzos que se transmiten hasta él, mediante un efecto de refuerzo del agregado. Burmister concluye que dicho refuerzo se explica como un aumento en la relación de módulos de deformación del agregado y el suelo, pues cuando una capa de suelo con bajo módulo de deformación es cubierta con una capa de otro material que posee un mayor módulo de deformación, los esfuerzos se disipan más rápidamente con la profundidad en la capa superior, que en el sistema homogéneo. Jarrett y Robnett realizaron pruebas de laboratorio midiendo las deflexiones en suelos blandos con y sin refuerzos de geotextiles de diferentes propiedades y concluyeron entre otras cosas, que los geotextiles con menor potencial de alargamiento (mayor modulo) son los que más contribuyen al refuerzo. Jarrett confirmó las conclusiones de Brooms y de Haliburton de que para que el geotextil proporcione un refuerzo significativo, debe de estar colocado a la profundidad optima en un sistema agregado-geotextil-suelo.

5.4. REFUERZO EN PAVIMENTOS

Se llama pavimento al conjunto de capas de material seleccionado que reciben en forma directa las cargas del tránsito y las transmiten a los estratos inferiores en forma disipada, proporcionando una superficie de rodamiento, la cual debe funcionar eficientemente.

Las condiciones necesarias para un adecuado funcionamiento son las siguientes: anchura, trazo horizontal y vertical, resistencia adecuada a las cargas para evitar las fallas y los agrietamientos, además de una adherencia adecuada entre el vehículo y el pavimento aún en condiciones húmedas. Deberá presentar una resistencia adecuada a los esfuerzos destructivos del tránsito de vehículos, de la intemperie y del agua. Debe tener una adecuada visibilidad y contar con un paisaje agradable para no provocar fatigas.

Puesto que los esfuerzos en un pavimento decrecen con la profundidad, se deberán colocar los materiales de mayor capacidad de carga en las capas superiores. La división en capas que se hace en un pavimento obedece a un factor económico, ya que cuando determinamos el espesor de una capa el objetivo es darle el espesor mínimo que reduzca los esfuerzos sobre la capa inmediata inferior. La resistencia de las diferentes capas no solo dependerá del material que la constituye, también resulta de gran influencia el procedimiento constructivo; siendo dos factores importantes la compactación y la humedad, ya que cuando un material no se acomoda adecuadamente, éste se consolida por efecto de las cargas y es cuando se producen deformaciones permanentes.

Básicamente existen dos tipos de pavimentos: rígidos y flexibles.

- El pavimento rígido; se compone de losas de concreto hidráulico que en algunas ocasiones presenta un armado de acero, tiene un costo inicial más elevado que el flexible, su periodo de vida varía entre 20 y 40 años; el mantenimiento que requiere es mínimo y solo se efectúa (comúnmente) en las juntas de las losas.
- El pavimento flexible; este tipo de pavimento esta compuesto principalmente de una carpeta asfáltica, de la base y de la sub-base, resulta más económico en su construcción inicial, tiene un periodo de vida de entre 10 y 15 años, pero tienen la desventaja de requerir mantenimiento constante para cumplir con su vida útil.

5.4.1. TÉCNICAS DE CORRECCIÓN Y PREVENCIÓN DE AGRIETAMIENTOS

Las sobrecargas que actúan sobre los firmes de carretera provocan la aparición de grietas que no

son deseables, así mismo, la penetración del agua de lluvia a través de estas fisuras supone una pérdida progresiva de las propiedades del firme. La aparición de estas fisuras iniciales se ve favorecida por asentamientos diferenciales en el terraplén, hinchamiento de arcillas en capas inferiores sensibles a la variación de humedad o incluso por diferencias de temperatura superficiales del propio pavimento, entre otras posibles causas.

Los problemas de mantenimiento comienzan cuando las fisuras se presentan en las capas inferiores, y aparecen en las capas superiores. Cuando una rueda circula sobre una grieta existente en un firme inferior, se genera un esfuerzo cortante en la nueva capa de asfalto. La magnitud de este esfuerzo depende de los espesores de la capa nueva y de la antigua de asfalto. Si este esfuerzo cortante se genera de manera continua debido a la carga repetitiva del tráfico, la resistencia se reduce. Finalmente, el asfalto se rompe y la grieta de reflexión aparece en la superficie, como se observa en la figura 5.4.1.



Figura 5.4.1 Asfalto agrietado en una calzada

Por otra parte, cuando se tiene una capa de asfalto sobre una base cementada, se producen movimientos horizontales de estas losas inferiores al dilatarse y contraerse debido a los cambios de temperatura diarios o estacionales. Estos movimientos causan altas deformaciones en la capa de asfalto superior, en el lugar donde coincide con las juntas de la losa inferior, se produce la aparición de las grietas de reflexión.

Actualmente se han desarrollado técnicas para la prevención y desarrollo de los agrietamientos, así como para su mantenimiento, con el propósito de prolongar la vida útil de los pavimentos, entre las más usuales se mencionan las siguientes:

Para pavimentos rígidos:

- Aplicación de sobre carpetas asfálticas de espesores importantes, mayores de 15 cm.
- Construcción de una capa de base con o sin asfalto, con espesor máximo de 7.5 cm a 10.00 cm, entre el pavimento dañado y una sobre-carpeta asfáltica.
- Uso de traslapes de geotextil de 30.00 a 45.00 cm de ancho sobre juntas o grietas, antes de la colocación de una sobre-carpeta. Este procedimiento puede ser usado en el caso de bases tratadas con cemento, para evitar la contracción y dilatación de juntas de construcción.
- Construcción de una sobre losa de concreto hidráulico, ranurada según el patrón de grietas o juntas de pavimento antiguo.
- Colocación de geotextil sobre la superficie dañada, previamente tratada, antes de la construcción de una sobre-carpeta asfáltica.

Para pavimentos flexibles:

- Reciclado de la carpeta existente y colocación de una carpeta nueva, a la cual se le ha agregado un agente mejorado de cemento asfáltico.
- Colocación de sobre-carpeta de espesores mayores de 7.60 cm, quitando previamente los deterioros de la carpeta antigua.
- Construcción de carpeta asfáltica con diseños para resistir fenómenos de fatigas o de cambios por temperatura.
- Colocación de capas asfálticas de fisuras abiertas de tamaños máximos de 5.00 a 8.90 cm, de espesor, entre el pavimento dañado o una sobre-carpeta asfáltica.
- Colocación de un geotextil sobre la superficie dañada, previamente tratada, antes de la aplicación de una sobre-carpeta asfáltica.

- Instalación de geomallas en la capa de base y sub-base.

Por consiguiente la elección de la técnica a utilizar depende de varios factores entre ellos el económico, siendo algunos de ellos cuestionables por la falta de claridad de resultados y la eficiencia con que pueda resolverse el problema de control de grietas en los pavimentos.

5.4.2. UTILIZACIÓN DE GEOSINTÉTICOS EN LOS PAVIMENTOS

Para proporcionar en los pavimentos menor deformabilidad y mayor resistencia al agrietamiento en la actualidad se utilizan productos geosintéticos, como los geotextiles que están en contacto con las capas de asfalto y las geomallas que aumentan considerablemente la capacidad del suelo, en la figura 5.4.2, se muestra la instalación de los geosintéticos en las capas de suelo.

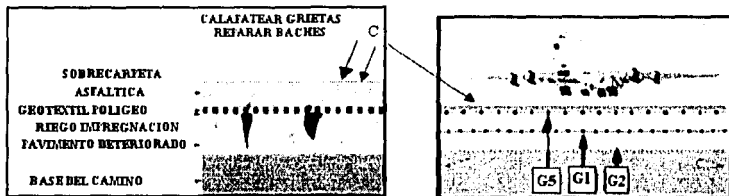


Figura 5.4.2 Los geosintéticos proveen el drenaje, la separación y el refuerzo requeridos para estabilizar la base de caminos (C pavimento rígido o flexible, G1 geomalla bi-orientada o mono orientada, G2 geocompuesto para el drenaje, G5 geomalla para refuerzo de asfalto ó geotextil como impermeabilizante)

5.4.2.1. GEOTEXTILES APLICADOS EN PAVIMENTOS

Los geotextiles son telas permeables no biodegradables que pueden emplearse como filtros en sustitución de agregados graduados se emplean como elementos de distribución de cargas en los pavimentos, pueden aplicarse sobre pavimentos deteriorados de concreto hidráulico o asfáltico para colocar una sobre-carpeta; si se emplea como refuerzo evita que las grietas existentes en el pavimento se reflejen en la sobre carpeta, si se usa como impermeabilizante deberá agregársele asfalto para formar una barrera y deben soportar temperaturas de 150 °C durante su colocación,

así como ser capaces de retener el asfalto que les proporcionará la característica sellante. El beneficio que se tiene al usar este producto es el aumentar su vida útil al pavimento, disminuyen los costos de mantenimiento e incrementa su período de vida.

Los objetivos que se persiguen al utilizar geotextiles en pavimentos para mejorar sus condiciones físicas son:

- Restringir o evitar la entrada de agua al pavimento y a la capa subrasante, constituyendo una membrana impermeable, con esta acción se impide el debilitamiento de la estructura y se evita su consecuente deterioro.
- Evitar el bombeo, es decir, la expulsión de agua y sólidos por las grietas del pavimento, evitar las socavaciones del pavimento.
- Retardar o impedir el agrietamiento por fatiga de las capas asfálticas, al actuar como un elemento de refuerzo de alta resistencia a la tensión.
- Retardar y reducir el agrietamiento producido por contracción y dilatación de grietas y juntas de construcción.
- Reducir en algunos casos, el espesor de la sobre carpeta necesaria para reforzar el pavimento.
- Reducir los costos de mantenimiento y de operación del pavimento, al prolongar su vida útil.

Una recomendación muy importante para decidir sobre la aplicación de geotextiles, consiste en investigar la causa del agrietamiento, efectuando una evaluación del pavimento incluyendo la medición de deformaciones. Esto es fundamental porque un geotextil no soluciona problemas de tipo estructural y mucho menos relacionado con el subdrenaje, de manera que ambos problemas deben previamente solucionarse, antes de aplicar el geotextil.

5.4.2.2. GEOMALLAS APLICADAS EN PAVIMENTOS

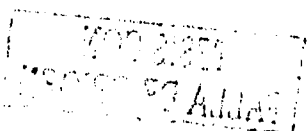
Son materiales sintéticos que conforman un reticulado ortogonal y cuya principal función es la de

actuar como armadura del medio donde se instalan, normalmente en suelos y en pavimentos. Un caso particular corresponde a las geomallas para refuerzo de capas de asfalto, cuya finalidad es la de reforzar las capas de base granular para incrementar la resistencia a la fatiga del pavimento, retardando de manera notable la aparición de fisuras y grietas, entre los objetivos que se persiguen al utilizar las geomallas se mencionan las siguientes:

- Mejorar la respuesta de la capa asfáltica, al absorber los esfuerzos de tracción horizontal de larga duración.
- Asegurar la distribución de los esfuerzos en una mayor superficie. Se reducen los esfuerzos puntuales y el riesgo de sobrecarga asociada.
- Incrementar la rigidez del pavimento.
- Reducir la magnitud de las deformaciones a largo plazo.
- Incrementar la resistencia a la tensión.
- Retardar y reducir el agrietamiento.
- Mejorar el comportamiento bajo efectos de fatiga.
- Mantiene la estructura interna formada por los agregados granulares.
- Reducir los costos de mantenimiento y de operación del pavimento, al prolongar su vida útil.

De acuerdo con lo anterior pudiera pensarse que la aplicación de las geomalla en pavimentos es en todos los casos conveniente. En la figura 5.4.3 y 5.4.4 se muestran el comportamiento del suelo al instalar una geomalla.

Para comprender su funcionamiento debe recordarse que las capas asfálticas sólo presentan una elevada resistencia cuando son sometidas a tensiones de corta duración, fundamentalmente debido a la viscosidad y la cohesión del aglomerante, así como a la fricción de su estructura mineral. Pero a causa de esa misma plasticidad viscosa que el asfalto manifiesta frente a este tipo de cargas, su capacidad de distribución de tensiones es reducida y su estabilidad moderada frente a los esfuerzos de tracción de larga duración.



El crecimiento de una fisura en un firme depende del número de ciclos de carga a los que está sometido, de la magnitud de las cargas y las propiedades mecánicas del asfalto. Con una geomalla de refuerzo se mejoran las propiedades mecánicas del asfalto y se reduce la velocidad de creación de una fisura.

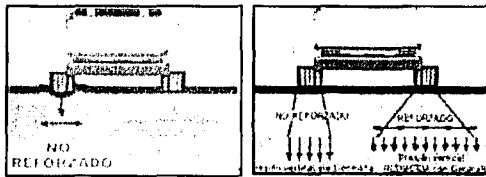


Figura 5-4-3 Trabajo del suelo-geomalla sin refuerzo y con refuerzo



Figura 5-4-4 Instalación de geomalla para refuerzo del suelo granular

Con relación al empleo de las geomallas como elemento de refuerzo en pavimentos, según estudios realizados por los Estados Unidos, la colocación de las geomallas en capas de agregados granulares ha conducido a los siguientes resultados:

- Reduce la magnitud de las deformaciones unitarias verticales de compresión en la superficie de la subrasante, así como las deformaciones de tensión en la superficie de la misma, y los esfuerzos radiales de tensión en el lecho inferior de la carpeta asfáltica. Esto es muy importante porque reduce la magnitud de las formaciones elásticas y permanentes de los pavimentos, así como la posibilidad de falla por fatiga de la carpeta asfáltica.
- También se ha detectado en estos casos una mayor capacidad de soportar cargas, y/o la reducción del espesor de la capa base.

- La instalación óptima de la geomalla en la base de agregados se encuentra en la mitad inferior de la capa, preferentemente a los $\frac{3}{4}$ del espesor cuando éste es grueso, o bien a la mitad cuando éste es delgado.
- De acuerdo con el procedimiento de diseño de pavimentos propuesto por la AASHTO (Asociación Americana de Carreteras Estatales y Oficiales de Transportación), a una capa de base de agregado reforzado con geomallas puede asignarse un coeficiente estructural de 1.2 a 1.7 veces mayor que el de la capa sin refuerzo.

5.4.3. CRITERIO DE DISEÑO

A continuación se describen brevemente los criterios de diseño en la utilización de geotextiles y geomallas en pavimentos asfálticos.

5.4.3.1. DISEÑO CON GEOTEXTILES

Para el diseño con geotextiles se proponen dos métodos uno de ellos desde el punto de vista de refuerzo y otro por actuación del geotextil como barrera impermeable. El primer método esta basado en ensayos realizados para determinar la efectividad del geotextil para impedir la contracción y dilatación de grietas, en los cuales se construye un espécimen con una porción de carpeta agrietada a la cual se le coloca una capa de geotextil y enseguida se cubre con una porción de sobre carpeta no agrietada. A los especimenes se aplican ciclos de carga dinámica hasta provocar el agrietamiento por reflexión de la parte superior del espécimen, ensayando inclusive uno en el cual no sea colocado el geotextil y que sirve de control. En la tabla 5.4.1 se muestran los resultados típicos de un ensaye de este tipo, siendo lo más importante la última columna en que aparece el denominado factor de efectividad del geotextil (*FEG*) definido como:

$$FEG = \frac{N_r}{N_c} \quad (\text{eq. 5.4.1})$$

donde:

N_r = número de ciclos a la falla del espécimen con refuerzo

N_n = número de ciclos a la falla del espécimen sin refuerzo

De acuerdo con los ensayos efectuados en laboratorio se ha encontrado que el FEG, varía desde 2.1 hasta 15.9.

Tabla 5.4.1 Ciclos de carga a la falla en diferentes tipos de geotextil				
Geotextiles	Peso g/m^2	Modulo Secante $kg(1)$	Ciclos de n la falla	Factor de Efectividad <i>FEG</i>
Sin geotextil, control			480	1.0
A No tejido, polipropileno	150	60	1000	2.1
B No tejido poliéster	205	55	2300	4.8
C No tejido, polipropileno	205	95	3260	6.8
D Tejido, polipropileno y poliéster	170	165	2760	5.8
E No tejido, poliéster termo soldado	110	199	7650	15.9

(1) para una deformación unitaria de 5%

Fuente: SMMS Simposio geosintéticos 1990

El método consiste en que una vez conocido el valor del *FEG* para diferentes tipos de geotextiles, se aplica como un factor de reducción del parámetro que identifica al tránsito, como puede verse en la siguiente expresión.

$$\sum T_r = \frac{\sum T_n}{FEG} \quad (\text{eq. 5.4.2})$$

donde:

$\sum T_r$ = tránsito para pavimentos con refuerzo, en ejes equivalentes de 80 kN

$\sum T_n$ = tránsito de diseño para pavimentos sin refuerzo, en ejes equivalentes de 80 kN

A continuación se calculará el espesor de pavimento requerido para ambos casos, T_r y T_n , es decir espesor con refuerzo y sin refuerzo, finalmente se calculará el espesor de pavimento existente T_e , en términos de espesor equivalente con los factores de reducción correspondientes a su estado actual, de esta manera se obtendrá el espesor de sobre carpeta requerida para los casos con y sin refuerzo:

$$T_{sr} = T_r - T_e \quad (\text{eq. 5.4.3})$$

$$T_{nr} = T_n - T_e \quad (\text{eq. 5.4.4})$$

$$T = T_{sr} - T_{nr} \quad (\text{eq. 5.4.5})$$

donde:

T_{sr} = espesor con refuerzo equivalente con el factor de reducción correspondiente

T_{nr} = espesor sin refuerzo equivalente con el factor de reducción correspondiente

T = espesor de sobre-carpeta con geotextil

El segundo método esta apoyado en el procedimiento propuesto por el Instituto de Asfalto (The Asphalt Institute 1983), basado en la medición de deflexión con Viga Benkelman, en el cual se determina el espesor requerido de sobre-carpeta conociendo la deflexión de rebote representativa (DRR) y el tránsito en término de ejes equivalentes de 80 kN. El DRR se determina con la siguiente expresión.

$$DRR = (\bar{x} + 2s) \cdot f_t \cdot c \quad (\text{eq. 5.4.6})$$

donde:

\bar{x} = media aritmética de las deflexiones medidas, en mm

s = desviación estándar, en mm

f_t = factor de ajuste por temperatura

c = factor de ajuste por período crítico

El factor de ajuste por período crítico es afectado por las condiciones ambientales y concretamente por el contenido de agua de la subrasante, su valor es unitario si las deflexiones son medidas durante el período crítico del año, o bien será la relación entre las deflexiones medidas en el período crítico y las medidas en cualquier época del año. Para la aplicación del método, el valor de este factor se reduce para el caso de usar geotextiles como barrera impermeable, gracias a lo cual se reduce en consecuencia el espesor de la sobrecarpeta requerida; la diferencia entre los espesores de sobrecarpeta con o sin geotextil equivale al ahorro producido por la colocación de este.

En cada uno de los métodos descritos será necesario comparar los efectos de diferentes geotextiles para elegir el más adecuado.

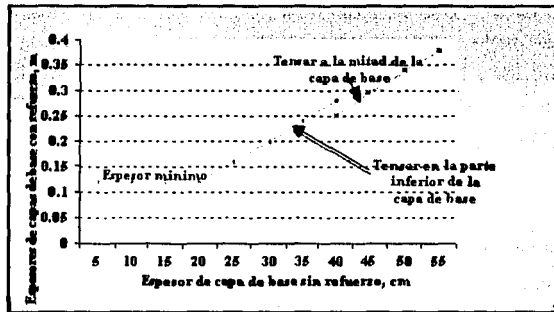
5.4.3.2. DISEÑO CON GEOMALLAS

Para el caso de diseño de geomallas se sigue un procedimiento similar, utilizando por ejemplo; el método de diseño AASHTO mediante el cual, conocido el tránsito vehicular, el factor regional (R), el valor del soporte (S), y el nivel de rechazo se determinan el número estructural y el espesor de la base de agregados granulares sin refuerzo; a continuación utilizando la figura 5.4.6 se obtiene el espesor correspondiente de la base considerando el efecto de la geomalla. Deberá compararse el ahorro en el espesor de la base con el costo de la colocación de la geomalla.

5.4.4. EJEMPLO DE APLICACIÓN

La instalación de geosintéticos en el país ha sido particularmente importante en el caso de rehabilitación y refuerzo de pavimentos de aeropuertos. Su aplicación ha sido principalmente para impedir o retardar la contracción y dilatación de las grietas existentes en carpetas antiguas cuando se colocan sobre carpetas como refuerzo. Se tiene conocimiento que los geotextiles han sido colocados en la franja central de 20.00 m de ancho en las pistas y en ocasiones en plataformas y rodajes de los aeropuertos de Chihuahua, León, Guaymas y Cancún; casos en que

el pavimento existente es de tipo asfáltico. También se han colocado sobre pavimentos rígidos, como el caso de los aeropuertos de Sinaloa, Guadalajara, Jalisco y Ciudad Obregón. Se ha informado que los resultados han sido razonablemente satisfactorios, considerándose que en el total se han colocado unos 400, 000.00 m², de geotextiles.



Fuente. SMMS Simposio geosintéticos 1990

Figura 5.4.6 Espesor de base reforzada para pavimentos flexibles

Un caso especial lo constituye el aeropuerto internacional de la ciudad de México, en el cual se han aplicado geotextiles y geomallas en las pistas, para resolver problemas tanto de contracción y dilatación de grietas como de refuerzo. Como es sabido, debido a las condiciones muy particulares del subsuelo de la ciudad de México, las pistas han experimentado hundimientos diferenciales y totales de consideración, siendo motivo de gran preocupación por su influencia en las operaciones aeronáuticas. Adicionalmente la pista es surcada por una familia de grietas, cuyo origen se atribuye a fenómenos de contracción características de la zona de lago. Con el objeto de solucionar ambos problemas se propuso construir un pavimento con sección compensada, para lo cual en los tramos en que la carpeta actual de la pista tiene espesores del orden 1.50 m o mayores, se excavó una caja de 20.00 m de ancho y 0.80 m de profundidad, para construir un pavimento cuya característica principal consistió en la utilización de materiales ligeros (tezontle) para reducir su peso con el objeto de reforzar el pavimento y controlar las grietas antes mencionadas, se colocaron dos geomallas, una de ellas dentro de las capas de tezontle y otra en la

capa de la base. Complementariamente se colocaron dos geotextiles adicionales dentro de las capas asfálticas, como se muestra en la figura 5.4.5. Al respecto deben mencionarse que el comportamiento de los tramos tratados en la forma descrita ha tenido un comportamiento satisfactorio.

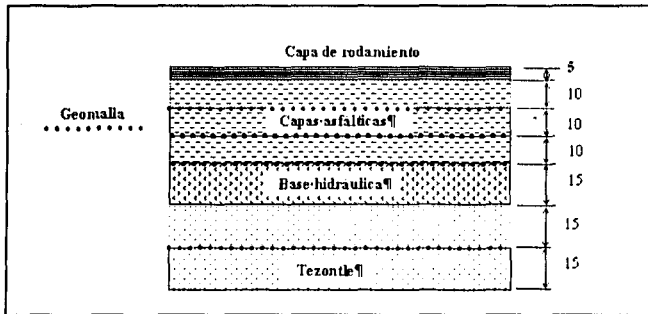


Figura 5.4.5. Refuerzo para una sección compensada

6. PRUEBAS DE LABORATORIO APLICADAS A GEOSINTÉTICOS

6. PRUEBAS DE LABORATORIO APLICADAS A GEOSINTÉTICOS

Los métodos y procedimientos estándares de prueba son muy importantes para asegurar la calidad de las propiedades de los materiales que se especifican en el proyecto de diseño.

La Sociedad Americana de Ensayo de Materiales (ASTM) creó el comité D35 de geotextiles, geomembranas y productos relacionados para estandarizar los métodos de prueba específicos para geosintéticos. El trabajo realizado por el director y los miembros del subcomité trajo como resultado la estandarización de un número de métodos de prueba.

Debido a que los geosintéticos están en etapa de desarrollo y normalización, ningún método por sí solo proporciona toda la información necesaria para las aplicaciones de diseño, por lo que deberán usarse otros métodos.

En lo que respecta a México se han llevado a cabo estudios sistemáticos que se iniciaron en el Centro de Materiales de la UNAM (gamacell 2000), se han continuado en Celanese Mexicana (Fatheometro Atlas) y al comparar años después los resultados reales con los de laboratorio se ve que estos últimos eran muy conservadores. A finales de los 70's el departamento de Materiales de la Dirección General de Servicios Técnicos de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes ensayó diversos tipos de geotextiles no-tejidos, tejidos y georedes; el Departamento de Ingeniería Experimental de la antes Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos y los laboratorios de control de calidad de las empresas fabricantes continúan estos trabajos. Asimismo, se han realizado pruebas en los laboratorios Secretaría de Comercio y Fomento Industrial (SECOFI), en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, Instituto Mexicano del Petróleo, Laboratorios de la Cámara de la Industria Textil y en laboratorios de empresas y consultores especializados. Aún cuando los geosintéticos hayan sido ensayados por diversos organismos en México, no se cuenta con normas mexicanas al respecto.

Por otra parte en España se cuenta con una serie de normas UNE que se ocupan de los geotextiles. El Comité Europeo de Normalización (CEN) creó dos comités de trabajo formado

por todos los expertos de los países que están redactando una Normativa Europea (NE); el comité TC 189 que se encarga de los geotextiles y productos relacionados con ellos y el comité TC 254 de las geomembranas. En Perú existen las Normas Peruanas (NPT) que incluyen algunos métodos de prueba para geotextiles y geomembranas.

En cuanto a las especificaciones, existen muchos criterios de aceptación que se basan en correlaciones empíricas de resultados obtenidos en aplicaciones reales; en este caso se hará mención de especificaciones para diseño, de acuerdo al grupo de trabajo Task Force 25 que está constituido por representantes de AASHTO y de dos organizaciones de contratistas de carreteras de los Estados Unidos, estas especificaciones al igual que muchas otras consisten en enlistar las aplicaciones comunes junto con los valores mínimos y/o máximos de las propiedades requeridas para cada caso.

6.1. MÉTODOS DE PRUEBA EN LOS MATERIALES GEOSINTÉTICOS

A continuación se mencionaran las propiedades principales de los geotextiles y las geomembranas (geosintéticos que cuentan con métodos de prueba normalizados), así como los métodos de prueba para su determinación y en algunos casos una breve descripción de los mismos; cabe señalar que algunos de ellos son adaptaciones de pruebas para plásticos, textiles y hules que fueron tomados de la ASTM.

6.1.1. MÉTODOS DE PRUEBA PARA PROPIEDADES GENERALES DE LOS GEOTEXTILES

- Masa por Unidad de Área: los métodos normalizados más comunes son el ASTM D-3776 y ASTM D-1910, son utilizados para comparar geotextiles entre sí, ya que el costo es directamente proporcional a la masa/unidad de área, al igual que el costo de su instalación.
- Espesor: el método normalizado es el ASTM D-1777, no es específico de los geotextiles, el espesor se determina a diferentes presiones. A mayor espesor mayor permeabilidad en

el plano de la tela y mayor potencial de absorción del agua. Al variar esta propiedad con la presión, cambia la distribución de aberturas, la capacidad filtrante y la permeabilidad.

- Gravedad Específica: el método utilizado es el ASTM D-792, propiedad definida por el polímero que constituye la tela, el método indica si el geotextil flota o no en el agua; tiene relación con la facilidad y costo de colocar al geotextil en zonas inundadas o en el mar, se relaciona con el costo de instalación.

6.1.2. MÉTODOS DE PRUEBA PARA PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS GEOTEXTILES

- Resistencia a la Tracción (Grab): la prueba desarrollada para geotextiles es la ASTM D-4632, aquí se determina la carga que causa la ruptura de muestra de la tela, la tela se sujeta por la mordaza en la parte central, se deja tiempo para que las fibras se alinien en el sentido de la tracción, por lo que existe contribución de un porcentaje de las fibras laterales a la resistencia a la tracción, esta propiedad se emplea para comparar daños por instalación teóricos contra la resistencia del geotextil contemplada en proyecto y para el control de calidad.
- Elongación Aparente: se aplican los métodos ASTM D-1682 y ASTM D-4632, mediante el uso de extensómetro, se determina paralelamente a la carga que ocasiona la ruptura en la prueba de resistencia a la tracción, corresponde al incremento en la longitud en el punto de ruptura, expresado en porcentaje de la longitud original de la muestra, esta prueba se relaciona con la resistencia a daños en la instalación, pues la elongación es otro componente de la respuesta del material a la aplicación de un esfuerzo de tracción.
- Resistencia a la Tracción en Tiras Anchas: se determina por medio del método ASTM D-4595-86, la mordaza sujeta el ancho total del espécimen, el cual será de 20.00 cm, la distancia entre mordazas es de 10.00 cm, la muestra es más ancha que larga. lo anterior origina rupturas más adecuadas, sin adelgazamiento de la tira que se prueba, se ha visto que la resistencia es de aproximadamente de 100 kN por metro de ancho, esta prueba nos ayuda a determinar la resistencia real del material para ser utilizado en refuerzo de muros de contención, terraplenes y taludes; se recomienda tener precaución al comparar

resultados de diferentes laboratorios, pues aún no existen correlaciones de precisión entre laboratorios en forma suficientemente amplia.

- **Elongación en Tiras Anchas:** Se obtiene con el método anterior, se reporta en porcentaje de elongación (%), se determina paralelamente con la resistencia a la tracción en forma manual (con regla) o mediante graficadores, es una relación idéntica a la ya expuesta en la prueba grab, con la diferencia que en esta se conocen valores más cercanos a la realidad, esta propiedad se reduce al incrementarse la presión de confinamiento sobre el geotextil.
- **Módulo de Tensión:** se obtiene con el método ASTM D-4595-86 y se define como el cociente entre el cambio de fuerza por unidad de ancho y el correspondiente cambio en deformación. Su determinación se efectúa en la gráfica de resistencia a la tracción contra el porcentaje de elongación, es una de las propiedades más significativas para aplicaciones de refuerzo, indica la capacidad de soporte que puede proporcionar el geotextil, así como inversamente su capacidad de adaptarse a las irregularidades del terreno donde se aplica; varios métodos de diseño de caminos revestidos, terraplenes y sobrecarpas reforzadas con geotextiles toman en cuenta esta propiedad.
- **Resistencia al Reventamiento Mullen:** se determina por el método ASTM D-3786, que consiste en someter una muestra de geotextil a presión axial de un émbolo de hule en forma de burbuja, que es accionado por un sistema hidráulico, se puede comparar el daño ocasionado a un geotextil durante su instalación. En la figura 6.1.1 se aprecia el aparato con el que se realiza esta prueba.
- **Coefficiente de Fricción Suelo-Geotextil:** existen diferentes métodos que son adaptaciones de la prueba de esfuerzo cortante empleado en geotécnia, se emplea en el cálculo de muros de contención por cápsula de geotextil, donde el material trabaja por fricción y en general, en las aplicaciones de refuerzo. Con el resultado de esta prueba, comparado con las propiedades del suelo se obtienen eficiencias en cohesión y ángulo de fricción, siendo los parámetro de suelo los límites máximos para el sistema suelo-geotextil.
- **Elongación a Largo Plazo Con Carga Estática (flujo plástico):** los métodos son del tipo ASTM D-4595 que consisten en fijar cargas estáticas en muestras anchas de la tela, correspondientes a las cargas que causan elongaciones diversas en ensayos de tensión normales, propiedad también importante para el caso de refuerzo.

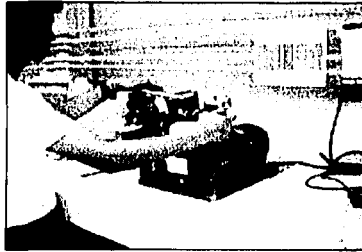


Figura 6.1.1 Equipo para la determinación de la prueba ASTM D-3786

6.1.3. MÉTODOS DE PRUEBA PARA PROPIEDADES HIDRÁULICAS DE LOS GEOTEXTILES

- Permisibilidad: se determina por el método ASTM D-4491-85, esta propiedad se define como la cantidad de flujo volumétrico de agua por unidad de área, por unidad de carga hidráulica bajo condiciones de flujo laminar y en una dirección normal. Los aparatos para esta determinación difieren de los permeámetros utilizados en las determinaciones geotécnicas; estas se efectúan midiendo el flujo a través del geotextil, calculando la permisibilidad en la que se encuentra implícito el espesor del material. Esta propiedad está directamente relacionada con la filtración; multiplicada por el espesor nominal de la tela se convierte en el coeficiente de permeabilidad k .
- Tamaño de Apertura Aparente (AOS): se obtiene por medio del método ASTM D-4751-87, se efectúa con un vibrador empleado para determinar la granulometría de agregados. El geotextil se fija entre dos cernidores que no tienen malla fina en su fondo y sobre el se coloca un peso conocido de esferas de vidrio calibradas a determinado tamaño estándar, sometiendo el arreglo a 10 minutos de vibración, al cabo de lo cual se determina el porcentaje de esferas que se retuvo en relación con el peso inicial, ensayándose tamaños de esferas cada vez mayores. AOS es el tamaño de malla estándar correspondiente a la fracción de esferas que fueron retenidas en un 95% o más; también como D_{95} , en cuyo caso el valor corresponde a la equivalencia en mm del tamaño o número de la malla.

6.1.4. MÉTODOS DE PRUEBA PARA PROPIEDADES DE DURABILIDAD DE LOS GEOTEXTILES

- Resistencia al Ataque Químico: se determina por medio del método ASTM D-543, este método se aplica a los plásticos y proporciona una lista de 50 reactivos estándar, los cuales se emplean para ensayos químicos, sometiendo muestras del geotextil al ataque acelerado a altas temperaturas. Como resultados se reportan cambios en el peso, dimensiones, apariencia y propiedades mecánicas. Existen otros métodos no normalizados que en esencia consisten en someter el geotextil al ataque químico de diferentes reactivos a diferentes concentraciones y a diferentes temperaturas, durante lapsos de observación variables, comparando los cambios existentes al cabo del lapso de observación por medio de alguna prueba mecánica. En todos estos casos es importante tener en cuenta que, si bien efectivamente el ataque químico puede acelerarse mediante incremento en la concentración del agente químico o mediante el ensayo a temperaturas elevadas, definitivamente no se conoce ninguna correlación de ningún tipo, que permita extrapolar los resultados de una prueba acelerada al comportamiento en condiciones normales.
- Resistencia al Ataque Biológico: no existe un método normalizado ya que es un hecho que las bacterias son selectivas en cuanto a las sustancias que utilizan de alimento y los plásticos no han estado presentes en el suelo en un lapso tan grande como para que se hallan desarrollado micro-organismos que se alimenten particularmente de ese tipo de sustancias. Además la propiedad de imputrescibilidad de la mayor parte de los plásticos es bien conocida, dada su permanencia en los basureros sin reciclarse al entorno, sin embargo, podemos describir un método sencillo que consiste en preparar muestras del geotextil de 12.00 cm x 12.00 cm, las cuales se entierran en el suelo, extrayendo especímenes cada tres meses, los cuales se ensayan por una variante del método ASTM D-4774.
- Resistencia a la Temperatura: para predecir esta resistencia se tiene el método ASTM D-794, que consiste en someter al polímero a altas temperaturas en un horno, es importante ya que si se somete al geotextil a temperaturas cercanas a su temperatura de ablandamiento se ve afectada de forma definitiva su resistencia mecánica y por otro lado

las bajas temperaturas pueden afectar la resistencia al impacto y hacer quebradizos a los plásticos, pero esto se considera más en el caso de las geomembranas.

- Resistencia a la Luz Solar: la prueba utilizada para evaluar la degradación de los geotextiles por radiación solar es la ASTM D-4355, la cual utiliza el arco de Xenón como fuente de radiación, el geotextil es sometido a tiempos de exposición de 150, 300 y 500 horas, obteniéndose una curva que permite juzgar el grado de degradación, el resultado es una indicación muy relativa de la resistencia, pues en condiciones reales, la degradación depende de muchos factores (ubicación geográfica, época del año, temperatura, etc.), la degradación de los polímeros rompe los enlaces que mantienen unidas las cadenas del polímero, iniciándose la degradación.

6.1.5. MÉTODOS DE PRUEBA PARA PROPIEDADES FÍSICAS DE LAS GEOMEMBRANAS

- Espesor: para determinar esta propiedad se aplica el método ASTM D-5199, se emplea un estricto control utilizando un micrómetro de presión como el que se muestra en la figura 6.1.2; determinada a 20 kPa. Cuando se mide el espesor de una geomembrana suave, existe cierta ambigüedad en el procedimiento. Cuando las medidas se realizan en geomembranas reforzadas (de varias capas) o en geomembranas envejecidas que se han hinchado, se debe tener extremo cuidado, especialmente al preparar la probeta de prueba y al aplicar la presión. Para geomembranas de polietileno con textura, el espesor de la geomembrana base debe medirse al micrómetro junto con los suaves bordes de tiras que forman la textura hecha por impresión o laminación.
- Densidad: el método utilizado y exacto es el ASTM D-1505, esta propiedad depende del material base con el que se elabora la geomembrana. Por ejemplo el polietileno se elabora en muy baja, baja, mediana y alta densidad. El rango para todos los polímeros de geomembranas caen dentro de los límites 0.85 a 1.5 g/cm³.
- Índice de Fusión o de Fluidéz: para determinar la propiedad se utiliza el método ASTM D-1238 y es usualmente utilizado por los fabricantes para controlar la uniformidad del polímero y se relaciona con la habilidad de este para fluir en estado fundido.

- Masa por Unidad de Área: se utiliza el método ASTM D-1910.
- Transmisión de Vapor de Agua: se emplea el método ASTM E-96 en donde la muestra es sellada sobre una taza de aluminio, ya sea con agua o desecante dentro, manteniendo una diferencia relativamente controlada de humedad. Con agua en la taza (es decir 100 % de humedad relativa), y una muy baja humedad relativa afuera, se puede monitorear una pérdida de peso al dejar transcurrir tiempo. Con desecante en la taza (es decir cero humedad relativa), y una muy alta humedad relativa afuera, se puede observar con el tiempo un incremento de peso que puede monitorearse apropiadamente. El lapso de tiempo requerido varía, pero es usual de 3 a 30 días, es importante esta propiedad porque ningún material es 100% impermeable.
- Transmisión de Vapores de Solventes: la prueba utilizada es paralela a la anterior y se aplica cuando se utilicen otros líquidos diferentes al agua, se deben seguir procedimientos cuidadosos y adecuados de laboratorio, principalmente si se usan solventes peligrosos o radioactivos. Se puede obtener información adicional de las pruebas ASTM D-1434 sobre transmisión de gas y la ASTM D-814 de transmisión de vapor orgánico.
- Filtración por Conductibilidad Hidráulica: en los geosintéticos se distinguen dos tipos de flujo: el debido a la permeabilidad primaria del material en el sentido normal al plano y el que ocurre a través de discontinuidades a través del plano del geosintético. En el flujo por permeabilidad, es determinante el espesor de la geomembrana T_g , el cual varía entre 0.5 y 3.0 mm cuando se usan polímeros y entre 6.3 y 25.4 mm cuando se emplean asfaltos.



Figura 6.1.2 Calibrador de espesor para hacer la prueba ASTM D-5199

6.1.6. MÉTODOS DE PRUEBA PARA PROPIEDADES MECÁNICAS DE LAS GEOMEMBRANAS

- Comportamiento a la Tensión: se define mediante varios métodos entre los cuales están ASTM D-638, D-882, D-751. Estas pruebas muestran que la geomembrana reforzada soporta mayor esfuerzo aplicado, pero falla abruptamente cuando el refuerzo se rompe, sin embargo, la respuesta no desciende a cero porque la geomembrana cede en ambas caras del refuerzo intacto hasta que la última falla ocurre. Las geomembranas de PVC dan una respuesta suave, gradualmente incrementando el esfuerzo de tensión hasta la falla a 700 % y 450 % de deformación, respectivamente. La geomembrana de HDPE responde en forma característica, mostrando un pronunciado beneficio, descendiendo levemente, entonces su deformación aumenta aproximadamente hasta 1000 % llegando a la falla.
- Comportamiento de la Uniones (costuras, soldaduras o juntas): existen varios métodos de prueba para determinar la resistencia al corte de las juntas entre las cuales están el ASTM D-4437, D-3083, D-751, para la resistencia al despegue se cuenta con las pruebas ASTM D-4437 y D-413, se tienen que realizar las pruebas debido a que al unir rollos o paneles de geomembranas genera siempre una junta, la cual puede ser más débil que la misma geomembrana cabe hacer mención que las juntas elaboradas de fábrica observan un control de calidad más riguroso.
- Resistencia al Rasgado o Desgarre: la medición de esta propiedad se puede determinar por varios métodos los cuales son el ASTM D-2263, D-1004, D-751, D-1424, D-2261, D-1938, todas cubren el concepto general, en el método D-2263 llamado de rasgado traapezoidal, una muestra de geomembrana de forma traapezoidal es sujeta a tensión hasta que comienza a desgarrarse por sí misma, la resistencia al rasgado es igual a la carga máxima. En geomembranas delgadas, no reforzadas es muy baja, de 1.81 a 13.61 kg. Este factor es importante durante el manejo e instalación de la geomembrana. En geomembranas reforzadas el rango de valores varía de 9.07 a 45.36 kg.
- Resistencia al Impacto: se puede optar por varios métodos de prueba para determinar esta propiedad como son el ASTM D-1709, D-3029, D-1822, D-746, D-3998, las geomembranas gruesas tienen mejor resistencia al impacto que las delgadas, en estos

geosintéticos la caída de objetos, incluyendo materiales punzocortantes pueden penetrar a la geomembrana provocando agujeros y debilitando la zona, la cual puede ser un punto de propagación de desgarre no deseado.

- Resistencia al Punzonamiento: la prueba sugerida por los fabricantes de geomembranas es la ASTM D-4833, los valores típicos para geomembranas delgadas no reforzadas varía de 4.53 a 45.36 kg y de 22.68 a 226.80 kg para geomembranas reforzadas, además, aún se sigue investigando el comportamiento de estas una vez colocadas en el sitio final, con diferentes condiciones de carga o de apoyo, ya que colocada sobre suelo rocosos, ramas u otros objetos puntiagudos, son vulnerables de pincharse, punzonarse durante o después de las cargas que se les imponen, este punzonamiento es importante, ya que ocurre una vez que la geomembrana ha sido cubierta y no puede detectarse hasta que una fuga se hace obvia en el sistema.
- Fricción de la Geomembrana: para el diseño de revestimientos en laderas de rellenos, embalses, canales, etc.; la fricción es un factor crítico en el diseño. Frecuentemente, los suelos que cubren la geomembrana se deslizan sobre está. Pero algunas veces la geomembrana falla o se desprende del anclaje de zanja o de trinchera, moviéndose sobre una superficie de menor fricción debajo de ella, el método de prueba es una adaptación de la ingeniería geotécnica, tomado de la prueba de corte para determinar la fricción de suelo-suelo, las condiciones que deben cumplirse para obtener resultados realistas son: degradación y tipo de suelo a emplear, densidad y contenido de humedad de suelo donde se colocará, condiciones de humedad durante la prueba (seco, húmedo, saturado), aplicación de esfuerzo normal, tasa de esfuerzo a usar durante el corte, el esfuerzo total debe evaluarse.

Se recomienda el uso de cajas de corte de 10.00 x 10.00 cm para geomembranas en contacto con arena, arcilla o limos. Sólo si se prueban materiales con partículas mayores o se utilizan geomembranas con texturas burdas, la caja de corte deberá ser más grande. Está decisión la tomará el ingeniero a cargo del diseño. La prueba ASTM D-5321 relativa a la evaluación de corte directo en geosintéticos sobre suelo, o geosintéticos sobre geosintéticos, recomienda una caja de corte de 30.00 x 30.00 cm para todos los casos. Los

valores de eficiencia están dados por la siguiente relación:

$$E = \frac{\tan \delta}{\Phi} \quad (\text{eq. 6.1.1})$$

donde:

δ = ángulo de fricción de la geomembrana respecto a la superficie opuesta.

Φ = ángulo de fricción del suelo.

- Tensión de Fisuramiento o Agrietamiento (banda doblada): la prueba aplicada es la ASTM D-1693, sólo en materiales de polietileno, llamada también tensión de fisuramiento, se prepara una muestra pequeña con una imperfección controlada en una de sus caras, que consiste en una muesca aproximadamente a la mitad del espesor que corre hacia el centro en sentido longitudinal. La muestra se dobla en forma de U y se coloca dentro de las pestañas de un canal sostenedor, después de este arreglo se sumerge en un agente húmedo y se eleva a la temperatura usualmente hasta 50 °C. La tensión al fisuramiento se define como una fractura externa o interna en un plástico provocada por un esfuerzo de tensión menor que su propia resistencia mecánica a corto plazo, por lo que la prueba registra la proporción de un total de muestras que se fisuran en un tiempo dado.
- Tensión de Fisuración (carga constante): esta prueba se aplica a geomembranas de polietileno y se llama de carga constante de tensión cortada identificada como ASTM D-5397. Se colocan muestras en forma de pesa bajo carga constante a un porcentaje conocido de su presión de fluencia en un agente húmedo y a temperatura elevada. Cuando una serie de muestras se evalúa a diferentes porcentajes de su presión de fluencia, un comportamiento dúctil a frágil es indicado.

Al evaluar 18 tipos de geomembranas vírgenes de HDPE comerciales disponibles, se observó que el tiempo de transición varía de 10 a 5000 horas. Adicionalmente siete muestras exhumadas de geomembranas de HDPE colocadas en campo, que tenían

A partir de la clasificación anterior y de forma generalizada se podrán definir cuatro tipos de embalses:

- Los embalses totalmente en excavación o desmontes.
- Los embalses en terraplén.
- Los embalses mixtos (terraplén-excavación).
- Los embalses en colina con cierre ó dique.

En la mayoría de los casos, los embalses mixtos son los más usuales y económicos, mientras que los embalses en colina con cierre ó dique son los que más se ajustan a condiciones de montaña.

3.2.2. CAPACIDAD Y GEOMETRÍA DEL EMBALSE

Los criterios aplicados para establecer el volumen o tamaño óptimo del embalse, derivan de los factores funcionales, económicos, geotécnicos, climáticos y de seguridad. La instalación de la geomembrana como base de la pantalla de impermeabilización dependerá del relieve y la estructura geológica del emplazamiento. La sección típica de un embalse estará definida por los taludes interiores del vaso, su inclinación estará en función de la estabilidad de las tierras y de la membrana de impermeabilización, las características del diseño dependerán de los siguientes puntos:

- Las pendientes interiores y exteriores del embalse.
- La altura de agua del embalse (presión sobre el fondo y paredes).
- La altura del terraplén por encima del suelo.

Una vez definida la pendiente de los taludes, la superficie del fondo es el último elemento de la geometría del embalse, cuya pendiente tiene por finalidad permitir el vaciado total del embalse a través del dispositivo de desagüe de fondo para su limpieza y mantenimiento.

La altura del agua o profundidad del vaso constituirá una de las decisiones básicas del proyecto,

- **Degradación Química:** el método ASTM D-543 evalúa esta característica y es un aspecto muy reconocido por los fabricantes quienes han evaluado diversas situaciones ya que es un factor importante y crítico en el diseño de las obras en las que habrá de utilizarse, por ejemplo, en el caso de la contención de residuos peligrosos, el contaminante estará en contacto directo con la geomembrana, por lo que la resistencia de esta deberá garantizarse durante la vida del proyecto.
- **Degradación Térmica:** los efectos por temperatura cálida y fría se evalúan por lo métodos ASTM D-794 y D-1870, la falla por calor se define como un cambio en la apariencia, peso, dimensiones u otras propiedades que alteran el material a tal grado que ya no es aceptable para el servicio en cuestión, a diferencia el frío no degrada a la geomembrana de manera apreciable, el efecto más significativo del frío en la construcción de un sistema, es la pérdida de flexibilidad y que las juntas son más difíciles de realizar.
- **Coefficiente de Expansión Térmica:** algunos de los métodos para determinar esta característica son el ASTM D-2102 y D-2259 para contracción y para expansión el ASTM D-1042 y D-1204, todos someten una muestra a una fuente constante de calor o frío y miden cuidadosamente la distancia de separación entre dos puntos iniciales dados

6.2. MÉTODOS DE PRUEBA ACEPTADOS POR LA INDUSTRIA

Como ya se menciona no existen métodos de prueba normalizados en México en general los estándares que existen son adaptaciones de otras pruebas. A continuación se enlistan los métodos de prueba de ASTM que son los aceptados por la industria, estos métodos son exclusivos para geosintéticos, se podrá observar que la mayoría están enfocados a geotextiles y geomembranas debido a que fueron la primera generación de geosintéticos, el resto de ellos todavía está en estudio y aún no hay métodos de prueba normalizados al respecto.

6.2.1. MÉTODOS DE PRUEBA PARA PROPIEDADES DE RESISTENCIA DE GEOSINTÉTICOS

A continuación se enuncian los métodos para propiedades de resistencia, algunos se emplean para

geotextiles y otros para geosintéticos en general.

Especificaciones para:

- D 4886-88 (1995) Resistencia de los geotextiles a la abrasión (método del papel lija/bloque deslizante).
- D 4355-92 Deterioro de los geotextiles debido a su exposición a la luz ultravioleta y al agua (Aparato Xenon-Arco).
- D 4594-96 Efectos de la temperatura en la estabilidad de los geotextiles.
- D 5322-98 Procedimientos de inmersión para la evaluación de la resistencia química de los geotextiles a los líquidos.

Métodos de prueba para:

- D 1987-95 Colmatación biológica de los geotextiles o de los rellenos suelo-geotextil.
- D 5970-96 Deterioro de los geotextiles debido a su exposición a la intemperie.
- D 5397-95 Evaluación de la resistencia al esfuerzo de agrietamiento de geomembranas de poliolefina usando la prueba de carga de tensión constante no confinada.
- D 5262-97 Evaluación del comportamiento de la fluencia de los geosintéticos bajo tensión no confinada.
- D 5596-94 Evaluación microscópica de la dispersión del carbón negro en geosintéticos con poliolefina.

Prácticas para:

- D 5721-95 Envejecimiento por horno de aire de las geomembranas de poliolefina.
- D 6213-97 Pruebas para evaluar la resistencia química a los líquidos de las geomallas.
- D 5747-95 Pruebas para evaluar la resistencia química a los líquidos de las geomembranas.
- D 5496-98 Pruebas de inmersión de geotextiles en el lugar.

Guías para:

- D 5819-98 Seleccionando métodos de ensayos para la evaluación experimental de durabilidad de geosintéticos.
- D 4873-97 Identificación, almacenamiento y manejo de geotextiles.

6.2.2. MÉTODOS DE PRUEBA PARA GEOMEMBRANAS

Especificaciones:

- D 3083-89 Láminas flexibles de plástico (Cloruro de Polivinilo) para el revestimiento de lago, canal y depósito.
- D 4885-88 (1995) Determinación de la resistencia de funcionamiento de geomembranas mediante el método de tensión de tira ancha.
- D 3020-89 Láminas plásticas de polietileno y etileno para el revestimiento de lago, canal y depósito.

Métodos de prueba:

- D 5994-98 Determinación del espesor del núcleo de geomembranas texturizadas.
- D 6214-97 Determinación de la integridad de las costuras en la obra usadas en la unión de geomembranas mediante métodos de fusión química.
- D 5514-94 Prueba en gran escala de perforación hidrostática de geosintéticos.
- D 5617-94 Prueba de tensión multiaxial de geotextiles
- D 5884-95 Determinación de la resistencia al desgarre de geomembranas internamente reforzadas.
- D 5494-93 Determinación de la resistencia piramidal a la perforación de geomembranas protegidas y sin protección.

Prácticas para:

- D 5323-92 Determinación del módulo secante al 2% para geomembranas de polietileno.
- D 4545-86 (1991) Determinación de la integridad de las costuras de fábrica usadas en la unión de geomembranas fabricadas de láminas flexibles.
- D 4437-84 (1998) Determinación de la integridad de las costuras en la obra en la unión de geomembranas fabricadas de láminas flexibles.
- D 5820-95 Evaluación del canal de aire de presión de geomembranas de unión doble.

6.2.3. MÉTODOS DE PRUEBA PARA REVESTIMIENTOS DE GEOSINTÉTICOS CON ARCILLA

Métodos de prueba:

- D 5891-95 Pérdida del fluido del componente arcilloso de los revestimientos de geosintéticos con arcilla.
- D 6243-98 Determinación de la resistencia al esfuerzo cortante interno y de junta de revestimiento de geosintético con arcilla mediante el método directo de esfuerzo cortante.
- D 5993-96 Masas por unidad de revestimiento de geosintético con arcilla.
- D 5887-98 Medición del índice de flujo a través de especímenes saturados con revestimiento de geosintético con arcilla usando un permeámetro de pared flexible.
- D 5890-95 Índice de inchamiento del componente mineral arcilloso de revestimientos de geosintéticos con arcilla.

Práctica:

- D 5889-97 Control de calidad de revestimientos de geosintéticos con arcilla.

Guías para:

- D 6102-97 Instalación de revestimientos de geosintéticos con arcilla.
- D 6141-97 Evaluación de la porción de arcilla de un revestimiento de geosintético con

arcilla para determinar su compatibilidad química con líquidos.

- D 5888-95 Almacenamiento y manejo de revestimientos con arcilla.
- D 6072-96 Usando el penetrómetro electrónico de cono para la caracterización del medio ambiental de lugar de la obra.

6.2.4. MÉTODOS DE PRUEBA PARA PROPIEDADES MECÁNICAS

Especificaciones para:

- D 4632-86(1996) Carga de ruptura y elongación de geotextiles (método Grab). En la figura 6.2.1 se puede ver el aparato con el que se hace esta prueba
- D 4833-88(1996) Índice de la resistencia a la perforación de geotextiles, geomembranas y productos relacionados.
- D 4884-96 Resistencia de la costura en geotextiles cosidos.
- D 4595-86(1994) Propiedades de tensión de los geotextiles mediante el método de tira ancha.
- D 4533-91(1996) Resistencia al desgarre trapezoidal de los geotextiles.



Figura 6.2.1 Procedimiento para determinar las pruebas (ASTM D-4632 y ASTM D-4533)

Métodos de prueba:

- D 5261-96(1996) Medición de la masa por unidad de área de geotextiles.
- D 6241-98 Resistencia a la perforación estática de geotextiles y productos relacionados, usando un pistón de 50.00 cm.

- D 6244-98 Compresión vertical de los paneles del pavimento de drenajes de geocompuestos.

Prácticas para:

- D 5818-95 Obtención de muestras de geotextiles de una sección de la prueba para la estimación del daño por la instalación.
- D 4354-96 Muestreo de los geosintéticos para pruebas.
- D 4759-88(1996) Determinación de las especificaciones de conformidad de geosintéticos.

Guías para:

- D 5886-95 Selección de los métodos de prueba para determinar la velocidad de la permeación de fluidos a través de geomembranas para aplicaciones específicas.

6.2.5. MÉTODOS DE PRUEBA PARA PERMEABILIDAD Y FILTRACIÓN

Métodos de prueba:

- D 4751-95 Determinación de la abertura aparente de poros de un geotextil.
- D 6140-97 Retención del asfalto de telas de pavimentación usadas en pavimento asfáltico para aplicación de ancho real.
- D 5321-92(1997) Determinación del coeficiente del suelo y del geosintético o geosintético y la fricción del geosintético mediante el método directo de esfuerzo cortante.
- D 4716-95 Trasmisividad hidráulica de carga constante (flujo planar) de geotextiles y productos relacionados.
- D 5141-96 determinación de la eficiencia de filtración y velocidad de flujo de un geotextil para aplicaciones de cortinas de retención de sedimentos usando especificaciones del lugar.
- D 5567-94 Prueba de relación de conductividad (HCR) del sistema suelo-geotextil.

- D 5199-98 Medición del espesor nominal de geotextiles y geomembranas.
- D 5101-96 Medición del potencial de colmatación del sistema suelo-geotextil (mediante la relación del gradiente).

6.3. ESPECIFICACIONES PARA EL USO Y APLICACIÓN DE GEOSINTÉTICOS

La tecnología actual de los geosintéticos permite determinar algunas especificaciones que nos sirven de guía para la utilización de dichos materiales. Dentro de las especificaciones con las que se cuenta actualmente a continuación se definirán algunas que son aplicables a los materiales geotextiles y que fueron propuestas a la AASHTO (Asociación Americana de Carreteras Estatales y Oficiales de Transportación), por parte del subcomité denominado Task Force 25.

En seguida se presentan algunas especificaciones que dan una idea mínima del uso y aplicación de geosintéticos, las cuales deberán ser complementadas por las características del proyecto a juicio del diseñador o ingeniero y de su experiencia.

6.3.1. ESPECIFICACIÓN PARA PAVIMENTOS

El procedimiento y colocación de un geotextil entre las capas del pavimento consiste en incorporar una membrana impermeable y que tome los esfuerzo de tensión dentro de la estructura del pavimento. Esta especificación es aplicable a geotextiles utilizados para cubrir totalmente el pavimento, o en franjas sobre juntas transversales y longitudinales del pavimento.

En la tabla 6.3.1 se indican las especificaciones mínimas de geotextiles utilizados en refuerzo de pavimentos.

Descripción	Prueba	Requerido
Resistencia Grab	(ASTM D 4632)	36 29 kg
Elongación a la falla	(ASTM D 4632)	50 %
Retención de asfalto	(TDOT # 3099)	0.9 lt/m ²
Punto de fusión	(ASTM D 276)	149 °C

Fuente: Subcomité Task Force 25, Traducción al español por Polímeros y Derivados

6.3.2. ESPECIFICACIÓN PARA GEOTEXILES UTILIZADOS COMO SEPARADOR

Consiste en la utilización y colocación de un geotextil como separador permeable para prevenir la mezcla de diferentes materiales, por ejemplo: entre la subrasante y las capas de la estructura de un pavimento, en zonas de rellenos, materiales seleccionados para cimentaciones, etc. El geotextil deberá ser diseñado para permitir el paso del agua, mientras retiene las partículas finas del suelo, en la tabla 6.3.2 se incluyen las especificaciones mínimas, mismas que no incluyen las aplicaciones como refuerzo, ya que es necesario un diseño para cada proyecto en particular.

6.3.3. ESPECIFICACIÓN PARA GEOTEXILES EN DRENAJE

Describe la colocación de un geotextil para las siguientes aplicaciones de drenaje; drenes longitudinales, drenes interceptores, trincheras drenantes y pozos de absorción; deberá ser diseñado para permitir el paso de agua mientras se retienen las partículas de suelo. Las cantidades de geotextil para drenaje puede aumentar o disminuir de acuerdo a los procedimientos constructivos y a las condiciones del sitio que se presentarán durante la construcción del proyecto. Las variaciones en cantidad no son consideradas como modificaciones en los detalles constructivos o un cambio en las características del trabajo. En la tabla 6.3.3 se indican las especificaciones mínimas.

6.3.2 Especificaciones mínimas para el uso y aplicación de geotextiles como separador			
Descripción	Prueba	Nivel de Construcción Alto	Nivel de Construcción Medio
Resistencia Grab	(ASTM D 4632)	81.65 kg	52.16 kg
Resistencia al punzonamiento	(ASTM D 4833)	34.00 kg	18.14 kg
Desgarro trapezoidal	(ASTM D 4533)	34.00 kg	18.14 kg
Tamaño de la abertura mayor del tejido	(ASTM D 4751)		
≤ 50% de suelo que pasa la malla # 200		≥ # 30 (< 0.600 mm)	≥ # 30 (< 0.600 mm)
> 50% de suelo que pasa la malla # 200		≥ # 50 (< 0.300 mm)	≥ # 50 (< 0.300 mm)
Permeabilidad	(ASTM D 4491)	$k_t > k_c$	$k_t > k_c$
UV degradación @ 150 horas (resistencia retenida)	(ASTM D 4355)	70%	70%

Fuente: Subcomité Task Force 25, Traducción al español por Polímeros y Derivados

6.3.3 Especificaciones físicas requeridas en geotextiles para drenaje			
Descripción	Prueba	Clase A	Clase B
Resistencia Grab	(ASTM D 4632)	81.65 kg	36.29 kg
Elongación a la falla	(ASTM D 4632)	50%	N/A
Resistencia en la costura	(ASTM D 4632)	72.58 kg	31.75 kg
Resistencia al punzonamiento	(ASTM D 4833)	36.29 kg	11.34 kg
Resistencia al reventamiento	(ASTM D 3786)	20.39 kg/cm ²	9.14 kg/cm ²
Desgarro trapezoidal	(ASTM D 4533)	22.68 kg	11.34 kg
Tamaño de la abertura mayor del tejido	(ASTM D 4751)		
≤ 50% de suelo que pasa la malla # 200		≥ # 30 (< 0.600 mm)	≥ # 30 (< 0.600 mm)
> 50% de suelo que pasa la malla # 200		≥ # 50 (< 0.297 mm)	≥ # 50 (< 0.297 mm)
Permeabilidad	(ASTM D 4491)	k ₁ > k ₂	k ₁ > k ₂
UV degradación @ 150 hrs. (resistencia retenida)	(ASTM D 4355)	70%	70%

Fuente: Subcommittee Task Force 25. Traducción al español por Polímeros y Derivados

6.3.4. ESPECIFICACIÓN PARA GEOTEXILES PARA CONTROL DE EROSIÓN

En la utilización y colocación de un geotextil para las siguientes aplicaciones de control de erosión: protección de taludes, estructuras de drenaje pequeñas, diques, oleaje para muelles y pilas de puentes; deberá ser diseñado para permitir el paso del agua mientras retiene las partículas finas del suelo.

6.3.4 Especificaciones físicas requeridas en geotextiles para control de erosión			
Descripción	Prueba	Clase A	Clase B
Resistencia Grab	(ASTM D 4632)	90.72 kg	40.82 kg
Elongación a la falla	(ASTM D 4632)	15%	15%
Resistencia en la costura	(ASTM D 4632)	81.65 kg	36.29 kg
Resistencia al punzonamiento	(ASTM D 4833)	36.29 kg	18.14 kg
Resistencia al reventamiento	(ASTM D 3786)	23.22 kg/cm ²	9.14 kg/cm ²
Desgarro trapezoidal	(ASTM D 4533)	22.68 kg	13.61 kg
Tamaño de la abertura mayor del tejido	(ASTM D 4751)		
≤ 50% de suelo que pasa la malla # 200		≥ # 30 (< 0.600 mm)	≥ # 30 (< 0.600 mm)
> 50% de suelo que pasa la malla # 200		≥ # 50 (< 0.297 mm)	≥ # 50 (< 0.297 mm)
Permeabilidad	(ASTM D 4491)	k ₁ > k ₂	k ₁ > k ₂
UV degradación @ 150 hrs. (resistencia retenida)	(ASTM D 4355)	70%	70%

Fuente: Subcommittee Task Force 25. Traducción al español por Polímeros y Derivados

La cantidad de geotextil para control de erosión indicada en los planos puede incrementarse o reducirse por las indicaciones del ingeniero, basándose en los procedimientos de construcción y las condiciones actuales del sitio, las cuales pueden variar durante la construcción del proyecto; las variaciones en cantidad no serán consideradas como alteraciones en los detalles de construcción o como un cambio en las características del trabajo, en la tabla 6.3.4 se indican las especificaciones mínimas para el control de erosión.

7. EJEMPLO NUMERICO Y ANALISIS COMPARATIVO

198 - A

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

7. EJEMPLO NUMERICO Y ANALISIS COMPARATIVO

A fin de evaluar las ventajas técnicas y económicas del uso de materiales geosintéticos se incluye en este capítulo un ejemplo numérico, donde se describe el proceso de diseño de un talud de terreno, considerando dos alternativas de solución.

En una primera instancia, se ejemplifica el diseño de suelo reforzado, aplicando las hipótesis y criterios de diseño descritas en capítulos anteriores, donde se utilizan como refuerzo del suelo, geosintéticos del tipo geomalla, en el proceso de diseño se definen las características geométricas del talud, las propiedades mecánicas del material de relleno y como resultado se determina el espaciamiento requerido de las distintas capas de geomalla y su longitud de anclaje; con los resultados se define, el procedimiento y las recomendaciones constructivas necesarias.

Como segunda alternativa para la retención de rellenos se considera un diseño tradicional utilizando un muro de contención, donde se consideran las hipótesis de equilibrio y los requisitos de diseño por esfuerzos, volteo y deslizamiento, en este caso se utiliza un muro construido con mampostería de piedra, donde para las mismas condiciones de carga y empuje se define la geometría requerida en el muro, su anclaje en cimentación y las recomendaciones de construcción correspondientes.

Para evaluar desde el punto de vista económico las alternativas de solución propuestas, se realiza un análisis comparativo, la cuantificación de materiales, sus costos y los rendimientos esperados conforman los catálogos de conceptos y programas de obra correspondientes, los resultados permiten concluir sobre la factibilidad del uso de geosintéticos respecto a la solución tradicional.

7.1. DESCRIPCION Y DATOS TECNICOS.

Para el ejemplo se pretende el refuerzo en un talud de terreno que tiene 6.0 m de altura y una longitud de 200.0 m, la pendiente del talud debe resolverse para un ángulo $\beta = 70^\circ$ respecto a su base. en la corona del talud se tendrá una sobrecarga máxima de 10.0 kN/m^2 , se considera que la

cimentación y terreno de desplante cuenta con una capacidad de carga $Q_a = 250 \text{ kN/m}^2$, adecuada con los esfuerzos de diseño que se van a generar, la vida útil de la construcción se estima de 50 años.

El suelo que existe en la región será utilizado como relleno para la construcción de talud y esta constituido por una gravilla arenosa que tiene las características siguientes:

$c' = 10 \text{ kpa}$ Cohesión
 $\Phi = 34^\circ$ ángulo de fricción interna del suelo.
 $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ peso volumétrico unitario del suelo.

Se debe considerar que el talud puede estar húmedo por largos periodos debido a que el caudal de lluvias en la región es bastante alto, por lo que el diseño debe prever la construcción de filtro y drenes en la parte interna del talud, para evitar los efectos de sobrecarga debidos a presión hidrostática. Los datos de diseño para este ejemplo se resumen en la figura 7.1.1

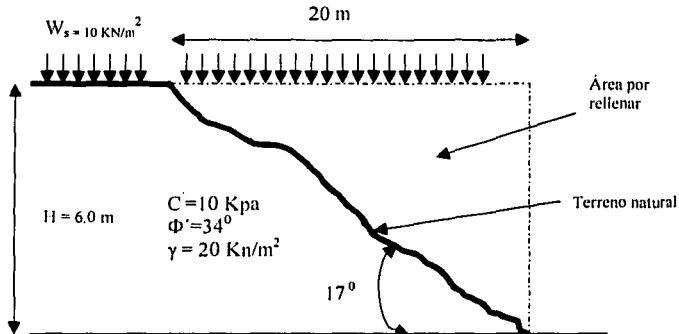


Figura 7.1.1 Datos de diseño del ejemplo y sección del talud a reforzar

7.2. DISEÑO DE TALUD REFORZADO CON MATERIALES GEOSINTÉTICOS.

Con base en las hipótesis de diseño indicadas en el capítulo 2, el diseño del talud reforzado se puede realizar con el procedimiento indicado en los incisos 2.1.5 y 2.1.6 donde paso a paso se describe el cálculo de las fuerzas resultantes requeridas, se definen las características necesarias en las mallas de geosintéticos y la distribución óptima de capas de geomalla a lo largo del suelo por reforzar, este procedimiento aplicado al ejemplo planteado se describe a continuación.

- PASO 1. DEFINICION DE LA CONFIGURACION GEOMETRICA

Con base en los datos de entrada se define la configuración geométrica del talud reforzado, la cual se muestra en la figura 7.2.1

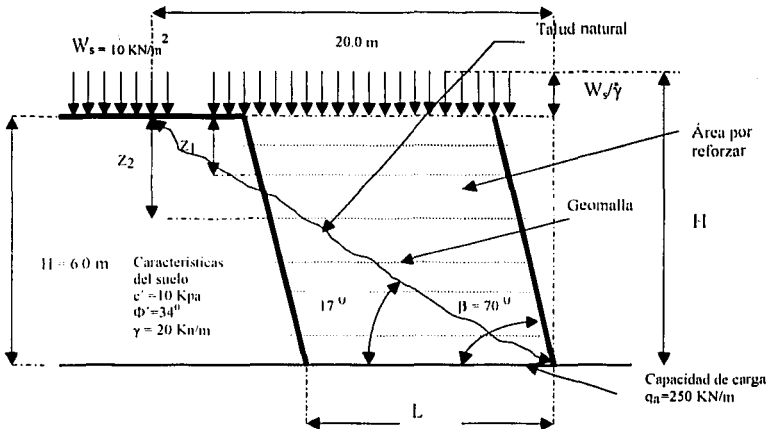


Figura 7.2.1 Configuración geométrica para el refuerzo con geosintéticos

- PASO 2. CALCULO DE LA ALTURA EQUIVALENTE

Para el diseño se considera que la sobrecarga aplicada en la corona del talud es equivalente a un incremento de la altura del talud, la cual se determina con base en la ecuación 7.2.1, como sigue:

$$H^{\wedge} = H + \left(\frac{W_s}{\gamma} \right) \quad (\text{eq. 7.2.1})$$

entonces :

$$H^{\wedge} = 6.0 + \left(\frac{10}{20} \right) = 6.5m$$

- PASO 3. DEFINICION DE FACTORES DE SEGURIDAD

De acuerdo con las características del material de relleno, los geosintéticos a utilizar y las tablas 2.1.3 y 2.1.4, incluidas en el capítulo 2, se determinan los siguientes factores de seguridad:

a) Para el cálculo de la fuerza de diseño requerida P

FS_{diseño} = 1.3 (para tomar en cuenta las variaciones promedio de proyecto y dimensiones).

b) Para el cálculo de la resistencia permisible requerida T_{permisible}

FS_{construcción} = 1.0 (depende de imperfecciones, colocación, transporte, almacenaje y relleno).

FS_{químico} = 1.0 (para polímeros de alta densidad resistente a los ataques químicos).

FS_{biológico} = 1.0 (para polímeros de alta densidad resistentes a los ataques biológicos).

FS_{unión} = 1.0 (derivado de ensayos exhaustivos realizados en geomallas).

FS_{falla} = 2.86 (depende de las pruebas de deslizamiento en geomallas).

De acuerdo con la ecuación 2.1.18, el factor de seguridad para diseño de geosintéticos será:

$$FS_{\text{geo}} = 2.76 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = 2.76$$

- PASO 4. CALCULO DE LA RESISTENCIA DE DISEÑO DE GEOMALLAS (P) EN TERMINOS DE LA LONGITUD (LTDS)

Para el refuerzo del suelo con materiales geosintéticos se utilizaran mallas monorientadas del tipo geomalla con la nomenclatura TT301, el cual tiene las propiedades mecánicas y de resistencia proporcionadas por la empresa Tenax International, mismas que se muestran en la tabla 7.2.1

La resistencia requerida, $T_{\text{permisible}}$, la determinamos con la ecuación 2.1.17 donde la relación de la resistencia ultima de las geomallas, T_{ult} y el factor de seguridad, FS_{geo} corresponde con el valor denominado resistencia de diseño de geomalla, expresado en términos de su longitud (LTDS), el cual es función del fenómeno de falla de los geosintéticos y tiene importante relación con la vida de diseño del proyecto. Estas resistencias de diseño han sido determinadas a partir de múltiples ensayos de mallas, hasta llevarlas a la falla y deformación máximas (Montanelli & Rimoldi 1993), en la tabla 7.2.1. se incluyen los valores de LTDS obtenidos para diferentes mallas y temperaturas.

Geomalla tipo	Temperatura			
	10 ^o	20 ^o	30 ^o	40 ^o
TT 201	19.1	16.4	13.2	11.9
TT 301	27.6	23.5	18.9	17.0
TT 401	34.0	30.6	24.5	22.0
TT 601	42.0	38.1	30.6	27.5
TT 701	46.7	42.0	33.7	30.2

Fuente: Tenax Geosynthetics Division www.tenax.net

Por lo tanto, para el ejemplo, la fuerza requerida permisible utilizando mallas Tenax TT 301 será:

$$T_{\text{permisible}} = \frac{T_{\text{ult}}}{FS_{\text{geo}}} = 23.5 \text{ kN/m}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

La resistencia de diseño P en términos de los valores de esfuerzo LTDS es determinada como una fracción de la resistencia permisible por medio de un factor de seguridad de diseño $FS_{\text{diseño}}$ con valores entre 1.05 y 1.5, para nuestro ejemplo consideramos 1.3 y por lo tanto tenemos:

$$P = \frac{T_{\text{permisible}}}{FS_{\text{diseño}}} = \frac{23.5}{1.3} = 18.1 \text{ kN/m}$$

- PASO 5. CALCULO DE LA PRESION DE TIERRA Y LONGITUD DE REFORZAMIENTO

Para el diseño del talud reforzado, definida su geometría y conocidas la distribución de carga, las características del suelo y la resistencia de diseño P , debemos determinar el número, posición vertical y longitud de reforzamiento de capas de geomalla.

Para obtener el equilibrio en cada posible mecanismo de falla, cada capa de reforzamiento debe disponer de la suficiente fuerza para soportar los esfuerzos horizontales que se presentan en la zona de suelo, causados por los empujes generados detrás del suelo reforzado, como se muestra en la figura 7.2.2.

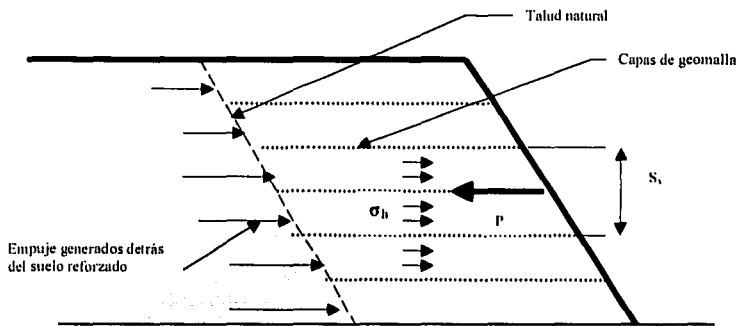


Figura 7.2.2. Equilibrio local de capas de geomalla en suelo reforzado.

El espaciamiento vertical S_v debe satisfacer lo indicado en las ecuaciones 7.2.2 y 7.2.3.

$$P \geq S_v \cdot \sigma_h \quad (\text{eq. 7.2.2})$$

donde:

$$\sigma_h = K \sigma_v \quad (\text{eq. 7.2.3})$$

Alrededor de la corona del talud la longitud de geomalla debe soportar toda la carga de diseño P , como se muestra en la figura 7.2.3, si las capas superiores tienen longitud insuficiente las capas inferiores deben resistir cargas mayores lo cual podría generar riesgos excesivos, la longitud de anclaje debe ser suficiente para evitar la extracción de geomallas cuando están sujeta a fuerzas de tensión iguales a P .

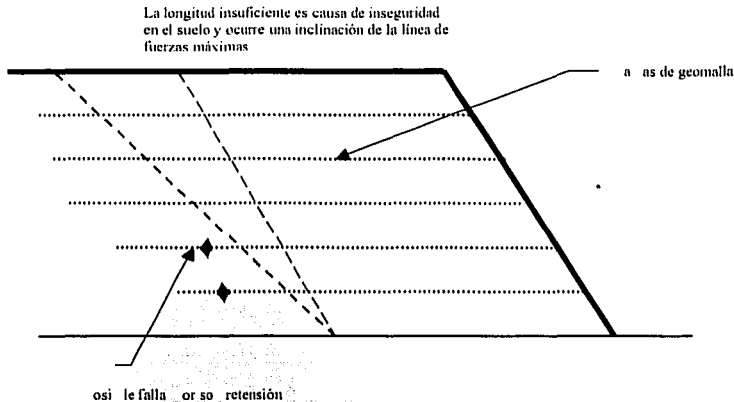


Figura 7.2.3. Longitud insuficiente de reforzamiento cercano a la corona del talud.

Una longitud insuficiente en la base del talud puede inducir un deslizamiento hacia el exterior de la zona reforzada y a lo largo de la interfase entre el suelo y su capa de reforzamiento, como se muestra en la figura 7.2.4, por lo tanto la longitud de geomalla en la base solo será suficiente si se evita el deslizamiento directo a lo largo de cualquier capa de geomalla.

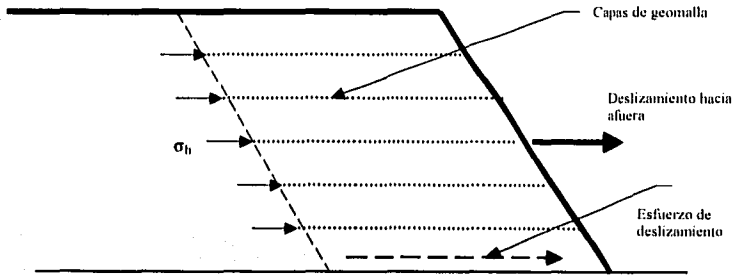


Figura 7.2.4. Deslizamiento en la interfase suelo-geomalla

La zona de reforzamiento actuando como un bloque rígido deberá tener el suficiente ancho para resistir el empuje de extracción, sin desarrollar ningún esfuerzo de tensión vertical a lo largo de la base, como se muestra en la figura 7.2.5

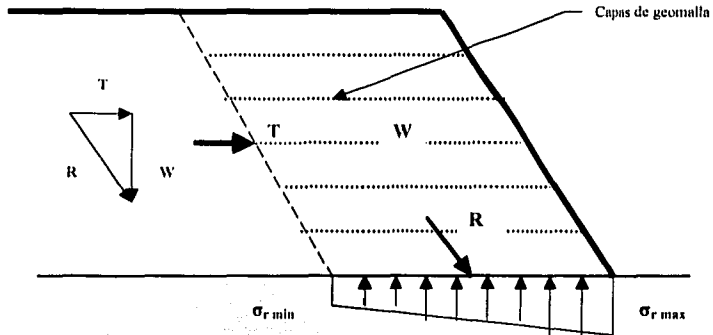


Figura 7.2.5. Equilibrio de la zona de reforzamiento, actuando como un bloque de cuerpo rígido.

La distribución de las capas de reforzamiento debe satisfacer el equilibrio para cada posible mecanismo de falla, sin quedar por debajo de las resistencias de diseño, los posibles mecanismos de falla pueden ser planares, con cuñas múltiples, circulares o logarítmicas.

Investigaciones extensas sugieren que la fuerza de equilibrio utilizando el mecanismo de cuña de dos partes puede ser usada para determinar con bastante precisión la máxima fuerza total requerida, ese mecanismo se muestra en la figura 7.2.6

Por lo anterior, para determinar el equilibrio, se requiere encontrar el mecanismo crítico de la cuña de dos partes, el cual produce la máxima fuerza requerida y el refuerzo de diseño basado en la máxima fuerza y la resistencia de diseño P .

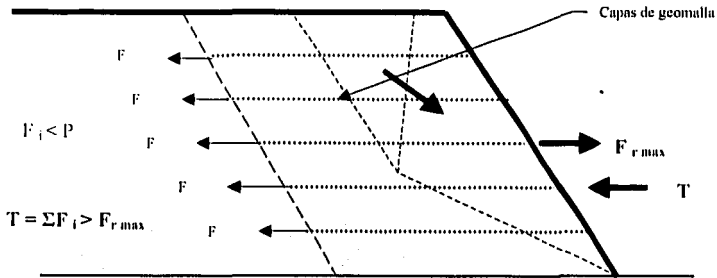


Figura 7.2.6. Mecanismo de falla de cuña de dos partes.

La determinación de la fuerza total requerida para el equilibrio es esencialmente un problema de presión de tierra y debe aproximarse convenientemente utilizando el método de equilibrio límite basado en el mecanismo de cuña de dos partes, el cual puede realizarse como se muestra en la figura 7.2.8 según los pasos siguientes:

- Fijar el nodo de los dos bloques de manera que el ángulo θ_1 sea conocido.
- Variar sistemáticamente el ángulo θ_2 y obligar el equilibrio de las fuerzas para calcular la fuerza requerida T , de este modo se obtiene la máxima fuerza requerida para cada posible mecanismo con el nudo previamente fijado.
- Repetir los cálculos para todos los nudos de las geomallas hasta que la máxima fuerza requerida T_{\max} sea establecida.

Como se indica en la figura 7.2.7, la fuerza requerida se puede calcular con base en las siguientes ecuaciones:

$$U_{h1} = U_{h2} \quad (\text{eq. 7.2.4})$$

$$T_1 = \frac{W_1(\tan \theta_1 - \tan \Phi) - (c \frac{L_1}{\cos \theta_1}) + U_1 \frac{\tan \Phi}{\cos \theta_1}}{1 + \tan \theta_1 \tan \Phi} + U_{h1} \quad (\text{eq. 7.2.5})$$

$$T_2 = \frac{W_2(\tan \theta_2 - \tan \Phi) - (c \frac{L_2}{\cos \theta_2}) + \frac{\tan \Phi}{\cos \theta_2}}{1 + \tan \theta_2 \tan \Phi} + U_{h2} \quad (\text{eq. 7.2.6})$$

$$T = T_1 + T_2 \quad (\text{eq. 7.2.7})$$

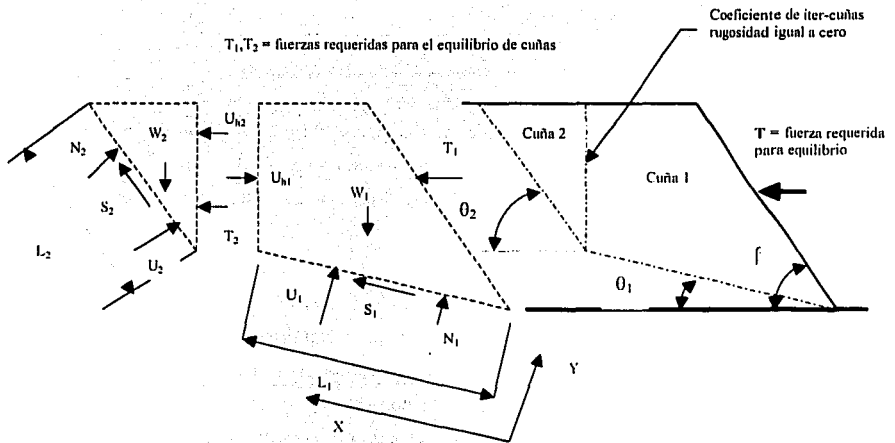


Figura 7.2.7. Cálculo de la fuerza total máxima requerida por el Mecanismo de cuña de dos partes.

Con base en las ecuaciones 7.2.5, 7.2.6 y 7.2.7 y conocidos los valores de c' , y Φ' podemos decir que:

$$T = Wf_1(\Phi', \theta_1, \theta_2) - c' f_2(\Phi', \theta_1, \theta_2, L_1, L_2) + Uf_3(\Phi', \theta_1, \theta_2) \quad (\text{eq. 7.2.8})$$

donde f_1, f_2, f_3 = son funciones que dependen de los parámetros entre paréntesis.

T puede ser expresada en términos de un coeficiente de presión de tierra K usando las ecuaciones de presión de Ranking, como se muestra en seguida:

$$T = \frac{1}{2} K \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (\text{eq. 7.2.9})$$

con:

K = coeficiente de presión de tierra en términos de β y Φ

γ = peso volumétrico unitario del suelo.

H = altura del talud.

Podemos entonces asumir:

$$\frac{T}{\gamma} = \frac{W'}{\gamma} f_1(\Phi', \theta_1, \theta_2) - \frac{c'}{\gamma} f_2(\theta_1, \theta_2, L_1, L_2) + \frac{U}{\gamma} f_3(\Phi', \theta_1, \theta_2) \quad (\text{eq. 7.2.10})$$

pero:

$$\frac{W'}{\gamma} = l' = A \cdot m$$

donde:

V = volumen de las dos cuñas.

A = área de la sección vertical de las dos cuñas.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Si definimos $c' = 0$ y el coeficiente de poro del agua como:

$$r_u = \frac{u}{\gamma \cdot H} \quad (\text{eq. 7.2.11})$$

la ecuación 7.2.10 se convierte en:

$$\frac{T}{\gamma} = Af_1(\Phi', \theta_1, \theta_2) + r_u f_3'(\Phi', \theta_1, \theta_2) \quad (\text{eq. 7.2.12})$$

donde f_3' , es función de los parámetros entre paréntesis y si se sustituye en las ecuaciones 7.2.9 y 7.2.12 se obtiene:

$$K = \frac{2}{H^2} \frac{T}{\gamma} \quad (\text{eq. 7.2.13})$$

Si fijamos $H = 1$ finalmente obtenemos:

$$K = 2 \frac{T}{\gamma} \quad (\text{eq. 7.2.14})$$

Por lo tanto es posible obtener el coeficiente de presión de tierra K aplicando el método de equilibrio límite de la cuña de dos partes, en un talud unitario y calcular $\frac{T}{\gamma}$ con la ecuación 7.2.12 y K con la ecuación 7.2.14.

Por medio de cálculos sistemáticos, utilizando programas de computadora, es posible obtener el diagrama de presión de tierra K , respecto al ángulo de la pendiente β , y al ángulo de fricción interna del suelo Φ' . Usualmente se obtiene una grafica para cada valor de r_u , además es posible obtener estos diagramas para tomar en cuenta una cohesión de suelo $c' > 0$, sin embargo este trabajo no se ha desarrollado; de cualquier manera es conservador asumir una cohesión $c' = 0$.

Con base en todo lo anterior, se determinó que el diseño de un suelo reforzado con geomallas puede realizarse a partir de gráficas las cuales permiten determinar el coeficiente de presión de

tierra K y la longitud de reforzamiento L , como una función de el ángulo de la pendiente del talud β , de el ángulo de fricción Φ' y de el parámetro de presión de poro del agua r_u , recientemente nuevas graficas de diseño han sido presentadas por Jewell en 1991, las cuales se muestran en las figuras 7.2.8, 7.2.9 y 7.2.10.

Esas graficas de diseño son aplicables a taludes de terreno con pendientes elevadas y reforzadas con geomallas solo que se cumplan las características siguientes:

- La pendiente es uniforme, con una corona de talud horizontal y un ángulo en la pendiente en el rango de 30° a 90° .
- La cimentación esta a nivel y mediante sondeos y pruebas de mecánica de suelos se demuestra que cuenta con una adecuada capacidad de soporte.
- El relleno de material es de tipo común.
- Las características del relleno son expresadas en términos de esfuerzos efectivos, con cohesión cero ($c' = 0$).
- En el caso de existir presión de poro del agua esta es presentada en términos de el coeficiente $r_u = u / (z * \gamma)$.
- En el caso de existir una sobrecarga en la cresta del talud, esta será una carga distribuida uniformemente.
- Se considera que el reforzamiento será continuo en las láminas de geomalla y su posición es horizontal respecto al relleno.

Las graficas de diseño no son aplicables para:

- Taludes de terreno totalmente sumergidos.
- Cargas puntuales o lineales en la corona, o Cargas en la cara del talud.
- Resistencia cortante de suelo expresada en términos de esfuerzos totales ($c_u \geq 0$ y $\Phi = 0$).
- Cargas dinámicas.
- Inclusiones de reforzamiento no continuas, semejantes con tiras o barras.

Gráficas para diseño de taludes de suelo Reforzado (Jewell, 1991)

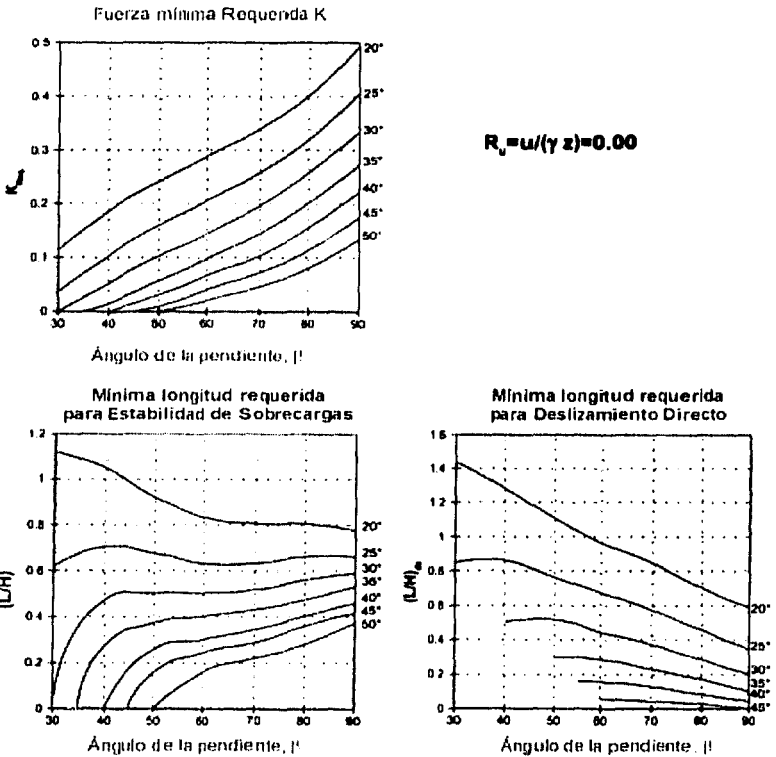


Figura 7.2.8 Gráficas para diseño suelo reforzado para $r_u = 0$

Fuente: Tenax Geosynthetics Division www.tenax.net

Gráficas para diseño de taludes de suelo Reforzado (Jewell, 1991)

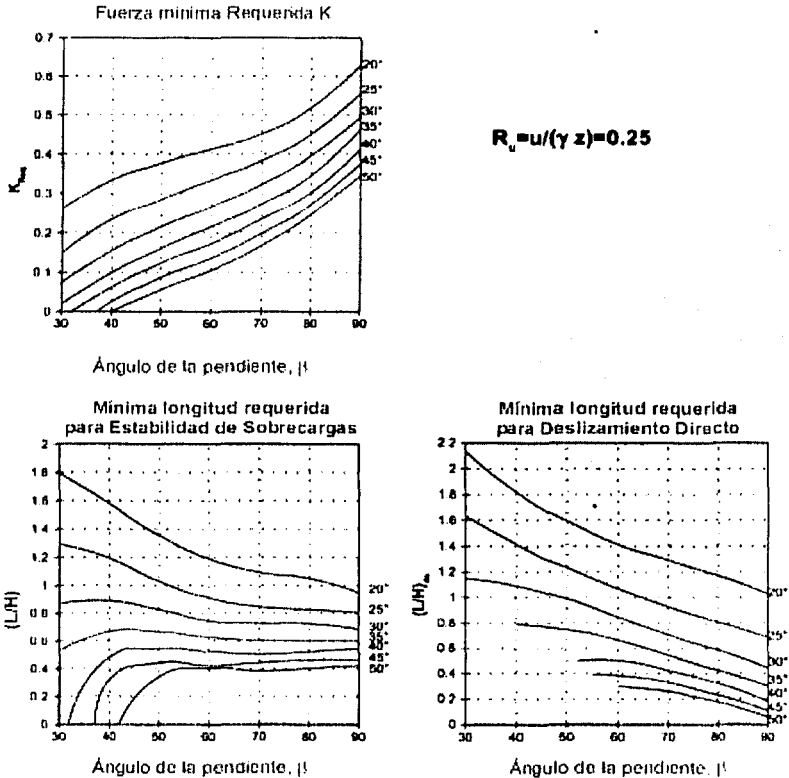


Figura 7.2.9 Gráficas para diseño suelo reforzado para $r_u = 0.25$

Fuente: Tenax Geosynthetics Division www.tenax.net

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Gráficas para diseño de taludes de suelo Reforzado (Jewell, 1991)

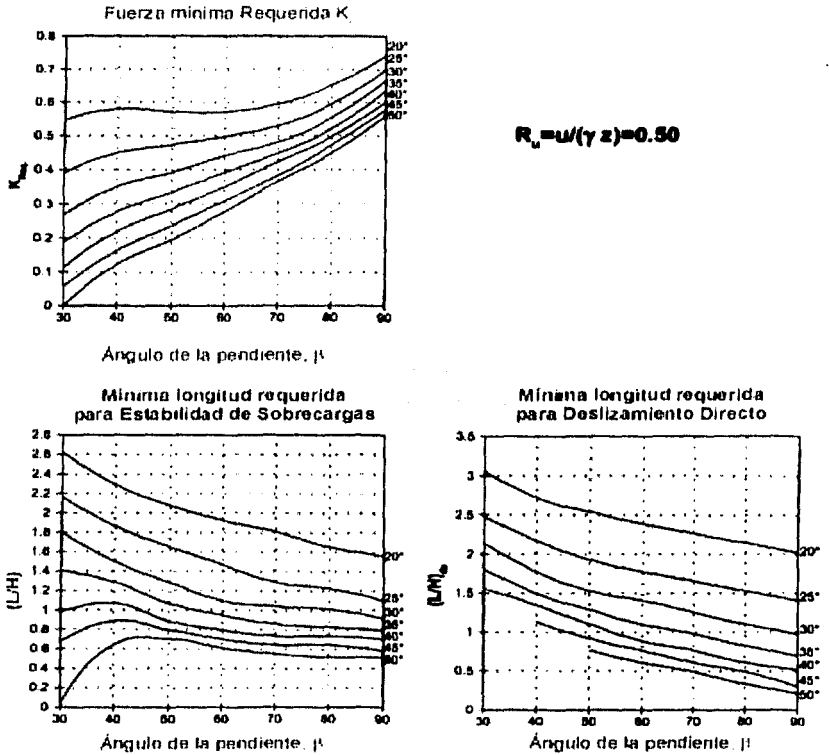


Figura 7.2.10 Gráficas para diseño suelo reforzado para $r_u = 0.50$

Fuente: Tenax Geosynthetics Division www.tenax.net

Definidos los parámetros de Φ' y γ del suelo se debe definir la máxima presión de poro del agua r_u como:

$$r_u = \max\left[\frac{u(z)}{z\gamma}\right] \quad (\text{eq. 7.2.15})$$

donde:

$u(z)$ es la presión de poro del agua a la profundidad z debajo de la corona del talud.

Usando los valores del ángulo β y del ángulo de fricción del suelo Φ' , se calcula el coeficiente de presión de tierra K y con las graficas de las figuras 7.2.8, 7.2.9 y 7.2.10 se determinan las relaciones de longitud de reforzamiento a lo largo de la altura del talud $(\frac{L}{H})_{sc}$ y $(\frac{L}{H})_s$.

La grafica a utilizar debe ser seleccionada sobre la base de un valor anticipado del coeficiente de presión de poro r_u .

La longitud requerida de reforzamiento se selecciona con los criterios siguientes:

- Si $(\frac{L}{H})_{sc} > (\frac{L}{H})_s$, la longitud de refuerzo debe ser constante y se calcula con la siguiente ecuación:

$$L = H \left(\frac{L}{H}\right)_{sc} \quad (\text{eq. 7.2.16})$$

- si $(\frac{L}{H})_{sc} < (\frac{L}{H})_s$, la longitud de refuerzo puede ser alguno de los casos siguientes:

La longitud es constante e igual a:

$$L = H \wedge \left(\frac{L}{H}\right) ds \quad (\text{eq. 7.2.17})$$

La longitud varía uniformemente desde la base con una longitud igual a:

$$L = H \wedge \left(\frac{L}{H}\right) ds \quad (\text{eq. 7.2.18})$$

Hasta la corona del talud con una longitud que se calcula con:

$$L = H \wedge \left(\frac{L}{H}\right) sc \quad (\text{eq. 7.2.19})$$

Para nuestro ejemplo podemos asumir que $c' = 0$ y $\Phi = 34^\circ$, y consideramos que la presión de poro del agua en la altura (u_z) es tal que podemos asumir que el coeficiente de poro del agua será $r_u = 0.25$.

Aplicando esos valores a la grafica de la figura 7.2.10 obtenemos que:

$K = 0.28$ (Presión de tierra para obtener la fuerza total requerida).

$\left(\frac{L}{H}\right)sc = 0.68$ (Factor para determinar la mínima longitud requerida y lograr la estabilidad global)

$\left(\frac{L}{H}\right)ds = 0.60$ (Factor para determinar la mínima longitud requerida por deslizamiento directo).

Como $\left(\frac{L}{H}\right)sc > \left(\frac{L}{H}\right)ds$ la longitud requerida de geomalla se calcula aplicando la ecuación 7.2.16 y resulta:

$$L = 6.5 * (0.68) = 4.42m.$$

Conservadoramente consideraremos $L = 5.0$ m

- PASO 6. CALCULO DEL ESPACIAMIENTO VERTICAL DE GEOMALLAS

Como se expreso anteriormente el espacio prudente para las capas de refuerzo se obtiene suponiendo que localmente cada capa soporta la misma fuerza horizontal. La máxima fuerza local esperada en el refuerzo tendrá el siguiente valor:

$$F_r = S_v \cdot K \cdot \gamma \cdot z = n \cdot v \cdot K \cdot \lambda \cdot Z \quad (\text{eq. 7.2.20})$$

donde:

n = numero de capas de compactación para cada espaciamiento.

S_v = espaciamiento vertical.

El cálculo de disposición de espaciamiento se simplifica definiendo para el talud un espaciamiento constante Q en términos de un mínimo espaciamiento v , con la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{P}{K \cdot \gamma \cdot v} \quad (\text{eq. 7.2.21})$$

entonces:

$$P = v \cdot K \cdot Q \quad (\text{eq. 7.2.22})$$

De las ecuaciones 7.2.20 y 7.2.22 se puede deducir que:

$$F_r = P \frac{S_v \cdot z}{v \cdot Q} \quad (\text{eq. 7.2.2})$$

Q resulta igual a la profundidad con el espaciamiento vertical n ajustado a v .

La resistencia permisible debe ser mayor que la fuerza requerida, por lo que:

$$P \geq F_r \quad (\text{eq. 7.2.24})$$

esto es que:

$$\frac{v}{S_v} \geq \frac{z}{Q} \quad (\text{eq. 7.2.25})$$

La ecuación 7.2.25 representa el espaciamiento ideal que optimiza la resistencia de las geomallas.

Por ejemplo:

$$\text{Si } \frac{Z}{Q} = 0.5 \quad \text{entonces } \frac{v}{S_v} = 0.5$$

$$\text{Si } Z = \frac{Q}{2} \quad \text{entonces } S_v = 2v$$

$$\text{Si } Z = \frac{Q}{3} \quad \text{entonces } S_v = 3v$$

Es posible definir zonas donde las capas de reforzamiento tienen igual espaciamiento, esas zonas deben cumplir con las condiciones expresadas en las ecuaciones 7.2.24 y 7.2.25. Es conveniente elegir las profundidades de cada zona de espaciamiento como fracción de la constante Q, como se indica en la siguiente ecuación:

$$z_0 = Q; \quad z_1 = \frac{Q}{2}; \quad z_2 = \frac{Q}{3}; \quad \dots \quad (\text{eq. 7.2.26})$$

Para determinar el espaciamiento requerido de geomallas se puede seleccionar el mínimo espaciamiento vertical v para una capa sencilla de suelo compactado y calcular el espaciamiento constante Q referido a la ecuación 7.2.21. En consecuencia se debe definir el refuerzo para las zonas de igual espaciamiento v , $2v$, $3v$, como se muestra en la tabla 7.2.2.

Es importante hacer notar que si la altura equivalente $H^* < Q$ el espaciamiento mínimo en la base del talud resultará un valor reducido o bien una geomalla mas resistente será la seleccionada.

Tabla 7.2.2 Cálculo del espaciamiento de refuerzo con geomallas

Espaciamiento vertical S_{vi} (m)	Profundidad Z_i (m)	Espesor S_i (m)
$S_{v1} = v$	$Q \cdot Q/2$	$S_1 = H - Q/2$
$S_{v2} = 2v$	$Q/2 + Q/3$	$S_2 = Q/2 - Q/3$
.	.	.
$S_{vn} = nv$	$Q/n + Ws/\gamma$	$S_n = Q/n - Ws/\gamma$

Fuente: Tenax Geosynthetics Division www.tenax.net

Para nuestro ejemplo designamos un espesor mínimo de compactación $v = 0.30$, por lo tanto aplicando ese valor a la ecuación 7.2.21, el espaciamiento constante Q en términos del espesor mínimo será:

$$Q = \frac{18.1}{0.8 - 0.30} = 10.68m$$

El cálculo de las zonas de igual espaciamiento se obtiene con base en la ecuación 7.2.25 y la tabla 7.2.2, para el ejemplo, el espaciamiento de geomallas correspondiente al espesor $v = 0.3$ se muestra en la tabla 7.2.3.

Tabla 7.2.3 Cálculo del espaciamiento de refuerzo con geomallas

Espaciamiento vertical S_{vi} (m)	Profundidad Z_i (m)	Espesor S_i (m)
$S_{v1} = 0.3$	$10.68 - 5.34$	$S_1 = 6.50 - 5.34 = 1.16$
$S_{v2} = 0.6$	$5.34 + 3.56$	$S_2 = 5.34 - 3.56 = 1.78$
$S_{v3} = 0.9$	$3.56 + 0.5$	$S_3 = 3.56 - 0.50 = 3.06$

• PASO 7. CALCULO DEL NUMERO REQUERIDO DE CAPAS DE REFUERZO DE GEOMALLAS

Para calcular el número de capas requeridas de refuerzo la primera capa es colocada en la base del talud y las otras capas se colocan a partir de ella como se muestra en la tabla 7.2.4.

Tabla 7.2.4 Cálculo del número y posición de capas requeridas de geomalla

No de geomallas N_i	No entero de N_i	Espesor remanente R_i (m)	Espesor acumulado (m)
$N_i = \frac{s_i}{S_{vi}}$	$N_i = \left\lfloor \frac{s_i}{S_{vi}} \right\rfloor_{\text{numerosoentero}}$	$R_i = s_i - S_{vi} \cdot N_i$	$s_{i+1} = s_{i+1} + R_i$
$N_1 = \frac{s_1}{S_{v1}}$	$N_1 = \left\lfloor \frac{s_1}{S_{v1}} \right\rfloor_{\text{numerosoentero}}$	$R_1 = s_1 - S_{v1} \cdot N_1$	$s_1 = s_1 + R_1$
$N_2 = \frac{s_2}{S_{v2}}$	$N_2 = \left\lfloor \frac{s_2}{S_{v2}} \right\rfloor_{\text{numerosoentero}}$	$R_2 = s_2 - S_{v2} \cdot N_2$	$s_2 = s_2 + R_2$
$N_3 = \frac{s_3}{S_{v3}}$	$N_3 = \left\lfloor \frac{s_3}{S_{v3}} \right\rfloor_{\text{numerosoentero}}$	$R_3 = s_3 - S_{v3} \cdot N_3$	$s_3 = s_3 + R_3$
.	.	.	.
$N_n = \frac{s_n}{S_{vn}}$	$N_n = \left\lfloor \frac{s_n}{S_{vn}} \right\rfloor_{\text{numerosoentero}}$	$R_n = s_n - S_{vn} \cdot N_n$.
$N_{\text{tot}} = 1 + N_1 + N_2 + N_3 + \dots + N_n$			

Fuente: Tenax Geosynthetics Division www.tenax.net

Los pasos para el cálculo del número y posición de mallas requeridas son los siguientes:

- Dividir el espesor de cada zona como se indica en la tabla 7.2.4, para el espaciamiento de capas de refuerzo en esa zona, calcular el número de geomallas, el resultado es redondeado al número entero más cercano, como se muestra en la siguiente ecuación:

$$N_i = \left(\frac{s_i}{S_v} \right)_{\text{numerosoentero}} \quad (\text{eq. 7.2.27})$$

Calcular el espesor remanente de la zona con la ecuación 7.2.28.

$$R_i = s_i - S_v \cdot N_i \quad (\text{eq. 7.2.28})$$

- Adicionar el resultado de R_i al espesor de la siguiente zona, con la ecuación siguiente:

$$s_{i+1} = s_{i+1} + R_i \quad (\text{eq. 7.2.29})$$

con $R_0 = 0$

- Utilizando la tabla 7.2.4, repetir el mismo cálculo para todas las zonas.
- Si la capa superior de refuerzo es mayor que 0.6 m, por abajo de la corona del talud, es conveniente colocar una capa adicional cerca de la cresta.

Para el ejemplo se aplica este procedimiento en la tabla 7.2.4 y los resultados se muestran en la tabla 7.2.5:

No de geomallas N_i	No entero de N_i	Espesor remanente R_i (m)	Espesor acumulado (m)
		$R_0 = 0$	$s_1 = 1.16$
$N_1 = \frac{6}{.3} = 3.86$	$N_1 = 3$	$R_1 = 6 - .3 \cdot 3 = .6$	$s_1 = .8 + .6 = 1.4$
$N_2 = \frac{2.04}{.6} = 3.4$	$N_2 = 3$	$R_2 = 2.04 - 0.6 \cdot 3 = 0.24$	$s_2 = 3.06 + 0.24 = 3.30$
$N_3 = \frac{3.3}{.9} = 3.6$	$N_3 = 3$	$R_3 = 3.3 - .9 \cdot 3 = .6$	
$N_{tot} = 3 + 3 + 3 = 9$			

Por lo tanto se requieren 9 capas de geomalla para el refuerzo del talud, sin embargo como protección para la corona del talud se colocará una décima capa de 0.6 m, bajo la corona del talud.

- PASO 8. CALCULO DE LA FUERZA HORIZONTAL TOTAL REQUERIDA.

Para evaluar la fuerza horizontal total requerida y determinar el equilibrio de la masa de suelo, se utilizan las hipótesis de Rankin para empuje activo de tierra, de acuerdo con la ecuación 7.2.30.

$$T = \frac{1}{2} K \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (\text{eq. 7.2.30})$$

para el ejemplo resulta:

$$T = \frac{1}{2} \cdot 0.28 \cdot 20 \cdot 6.5^2 = 118.3 \text{ kN/m}$$

- PASO 9. VERIFICACION DE LA FUERZA PROMEDIO REQUERIDA

Se debe verificar que la fuerza promedio, requerida para cada capa, sea menor que la resistencia de diseño en las geomallas, con base en la ecuación siguiente:

$$\left(\frac{T}{N_{tot}} \right) \leq P \quad (\text{eq. 7.2.31})$$

para el ejemplo resulta:

$$\left(\frac{118.3}{10} \right) = 11.83 < 18.08.$$

Por lo tanto, se cumple el requisito y el número de capas de geomalla es correcto, de otra manera habría que incrementar el número de capas de geomalla o bien repetir el procedimiento

cambiando el espaciamiento mínimo.

- PASO 10. CALCULO DE LA LONGITUD DE DOBLEZ REQUERIDO PARA ANCLAJE DE GEOMALLAS

Para prevenir un deslave local y erosión de la cara exterior del talud es posible construir suelo reforzado utilizando paneles de concreto premoldeados, bloques de concreto o una envoltura de geomalla alrededor del espesor de relleno.

Cuando se utiliza la técnica de envoltura, es necesario determinar la longitud de anclaje del doblez (L_r). El problema se resuelve verificando que el empuje local de suelo aplicado en cada sección de las capas de geomalla, y la longitud horizontal de envoltura requerida no son causa de extracción.

Se obliga al equilibrio incrementando el empuje interno con un factor de seguridad de anclaje en el doblez, $FS_{\text{envoltura}}$, según se muestra en la figura 7.2.11 y de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$FS_{\text{envoltura}} \cdot K \cdot \gamma \cdot z_i + \frac{S_{vy}}{2} \cdot S_{vj} = \gamma \cdot z_i \cdot f_{ds} \cdot \tan \Phi \cdot L_{ri} \quad (\text{eq. 7.2.32})$$

El factor de seguridad $FS_{\text{envoltura}}$ usualmente se asume con valores en el rango de 1.20 a 1.40

En la figura 7.2.12 los esfuerzos horizontales σ_h y τ_{dh} son el resultado de las ecuaciones siguientes:

$$\sigma_h = K \cdot \gamma \cdot z_i + \frac{S_{vy}}{2} \quad (\text{eq. 7.2.33})$$

$$\tau_{dh} = \gamma \cdot z_i \cdot f_{ds} \cdot \tan \Phi \quad (\text{eq. 7.2.34})$$

de esta manera la longitud de anclaje será:

$$L_{r1} = \frac{FS_{envoltura} \cdot K \cdot \left(z_1 + \frac{S_{vl}}{2}\right) \cdot S_{vj}}{z_1 \cdot f_{ds} \cdot \tan \Phi'} \quad (\text{eq. 7.2.35})$$

Opcionalmente se puede considerar que la longitud de anclaje requerido en el dobles sea el valor máximo obtenido según la ecuación siguiente:

$$L_r = \max\{L_{r1}\}$$

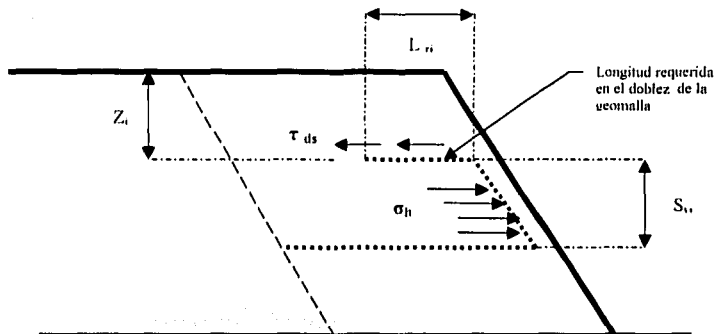


Figura 7.2.11 Esquema para el cálculo de la longitud requerida de doblado para anclaje de geomalla

Para el ejemplo, el cálculo de la longitud de anclaje en el doblado será:

- Para la primera capa ubicada en la base:

$$z_1 = z_i + \left(\frac{W'_s}{\gamma}\right) = 5.7 + 0.5 = 6.2 \text{ m}$$

$$L_{r1} = \frac{FS_{envoltura} \cdot K \cdot \left(z_1 + \frac{S_{vl}}{2}\right) \cdot S_{vj}}{z_1 \cdot f_{ds} \cdot \tan \Phi'} = \frac{1.30 \cdot 0.28 \left(6.2 + \frac{0.30}{2}\right) \cdot 0.30}{6.2 \cdot 0.85 \cdot \tan 34^\circ} = 0.20 \text{ m}$$

- Para la décima capa, ubicada cerca de la corona del talud:

$$\lambda_{10} = z_{10} + \left(\frac{W_s}{\gamma}\right) = 0.60 + 0.50 = 1.10m$$

$$l_{10} = \frac{FS_{envoltura} \cdot K \cdot \left(\lambda_{10} + \frac{S_{v10}}{2}\right) \cdot S_{v10}}{z_{10} \cdot f_{ds} \cdot \tan \Phi'} = \frac{1.30 \cdot 0.28 \cdot \left(1.10 + \frac{0.90}{2}\right) \cdot 0.90}{1.10 \cdot 0.85 \cdot \tan 34^\circ} = 0.81m$$

Por lo anterior la longitud de anclaje para cada capa se considerara conservadoramente de 1.5 m.

- DISEÑO FINAL DEL TALUD DE SUELO REFORZADO CON GEOMALLAS.

Los resultados de diseño del talud reforzado con geomallas se muestran en la figura 7.2.12

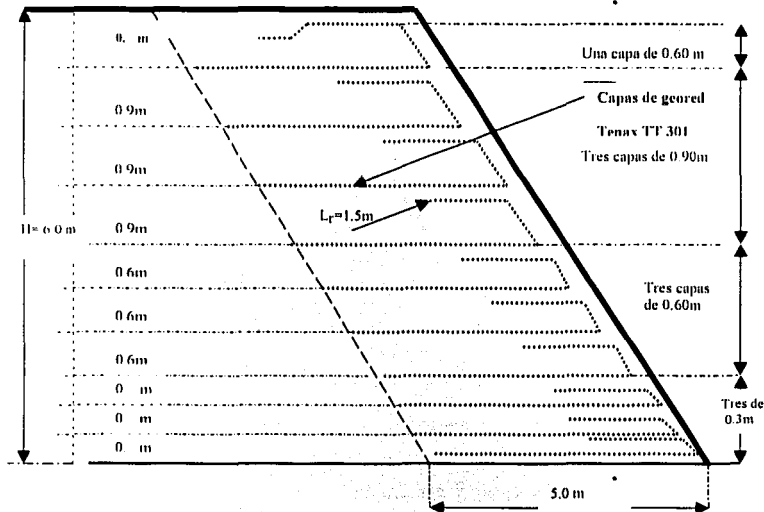


Figura 7.2.12 Diseño Final para el talud de terreno reforzado con geosintéticos

7.3. DISEÑO CON MURO DE RETENCIÓN.

Como segunda alternativa de solución del ejemplo, se utilizará un muro de retención construido con mampostería de piedra que es una estructura común para alojar taludes de tierra, la cual debe ser capaz de soportar el empuje horizontal ejercido por la masa de tierra contenida y por lo tanto es necesario determinar las fuerzas producidas.

En la figura 7.3.1 se muestra la configuración geométrica del muro de contención de piedra, en donde se consideran las mismas características del talud de terreno y se definen las dimensiones requeridas en el muro, necesarias para determinar las fuerzas actuantes y resistentes.

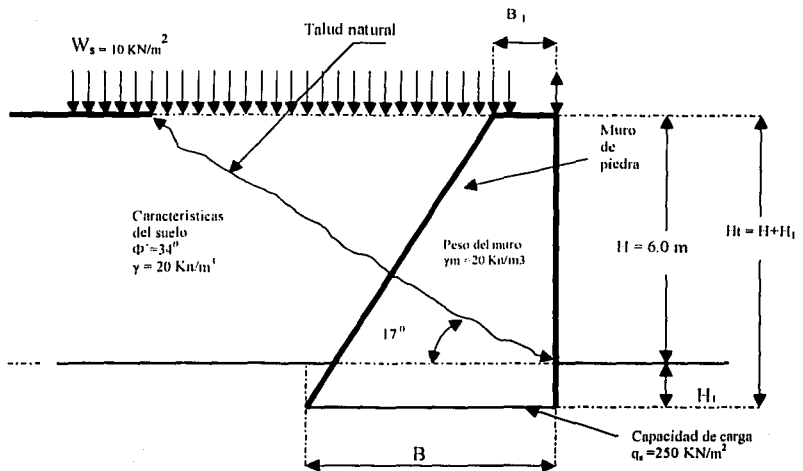


Figura 7.3.1 Configuración geométrica para el muro de contención de mampostería

El cálculo de las fuerzas a que está sujeto el muro de contención se basa también en el modelo de equilibrio del suelo propuesto por Rankine, y para garantizar la estabilidad se deben cumplir simultáneamente requisitos de seguridad para evitar el volteo, el deslizamiento y revisar que no

se sobrepase el esfuerzo admisible del suelo de desplante, en seguida se describe el proceso común para el diseño del muro.

PASO 1. CALCULO DE EMPUJES DE SUELO.

De acuerdo con la teoría de Rankine sobre el muro actúan dos empujes laterales, el activo y el pasivo, que tienen una distribución lineal como se muestra en la figura 7.3.2, en la figura también se indican las dimensiones propuestas para el ejemplo del muro, mismas que deben determinarse en un proceso iterativo hasta lograr el equilibrio propuesto

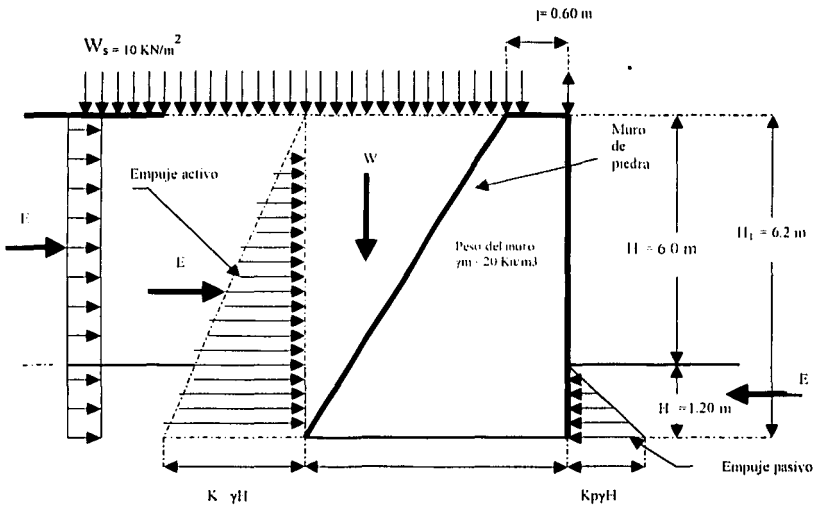


Figura 7.3.2 Empujes de suelo sobre el muro de contención

Los coeficientes de empuje activo K_a y pasivo K_p , son los coeficientes de presión horizontal del suelo que de acuerdo con las hipótesis de Rankine se pueden calcular con las ecuaciones siguientes:

$$K_a = \frac{1 - \operatorname{sen}\Phi'}{1 + \operatorname{sen}\Phi'} \quad (\text{eq. 7.3.1})$$

$$K_p = \frac{1 + \operatorname{sen}\Phi'}{1 - \operatorname{sen}\Phi'} \quad (\text{eq. 7.3.2})$$

La fuerza total de los empujes activo E_A y empuje pasivo E_p se determinan como el área del diagrama de distribución lineal de las presiones horizontales de suelo y se determinan con las ecuaciones siguientes:

$$E_A = \frac{1}{2} K_a \gamma (H_1)^2 \quad (\text{eq. 7.3.3})$$

$$E_p = \frac{1}{2} K_p \gamma (H_1)^2 \quad (\text{eq. 7.3.4})$$

donde:

γ = peso volumétrico del suelo

Φ' = ángulo de fricción interna del suelo.

Para nuestro ejemplo se tienen los resultados siguientes:

$$K_a = \frac{1 - \operatorname{sen}34^\circ}{1 + \operatorname{sen}34^\circ} = 0.31$$

$$K_p = \frac{1 + \operatorname{sen}34^\circ}{1 - \operatorname{sen}34^\circ} = 2.12$$

$$E_A = \frac{1}{2} 0.31 \cdot 20 \cdot 7.2^2 = 160.7 \text{ kN/m}$$

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot 2.12 \cdot 20 \cdot 1.2^2 = 30.52 \text{ kN/m}$$

PASO 2. EMPUJE GENERADO POR LA SOBRECARGA.

La sobrecarga que actúa en la corona de talud genera un empuje activo E_{ac} en la pared del muro con una distribución uniforme, como se muestra en la figura 7.3.2 y su valor se puede determinar con base en la ecuación siguiente:

$$E_{ac} = K_a \cdot W_s \cdot H_T \quad (\text{eq. 7.3.5})$$

Para nuestro ejemplo resulta:

$$E_{ac} = 0.31 \cdot 10.0 \cdot 7.2 = 22.32 \text{ kN/m}$$

PASO 3. CALCULO DEL PESO DE RELLENO QUE ACTUA SOBRE EL MURO.

El peso de suelo que gravita sobre el muro W_R , constituye una fuerza gravitacional que contribuye a la estabilidad del muro y se puede calcular con la ecuación siguiente:

$$W_R = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (B - B1) H_T \quad (\text{eq. 7.3.6})$$

Para nuestro ejemplo resulta:

$$W_R = \frac{1}{2} \cdot 20.0 \cdot (6.0 - 0.60) 7.2 = 388.8 \text{ kN/m}$$

PASO 4. CALCULO DEL PESO PROPIO DEL MURO.

El peso propio del muro es también una fuerza gravitacional que contribuye a la estabilidad del mismo muro y se puede obtener como se indica en la figura 7.3.3, separando la sección

rectangular W_{m1} y la sección triangular W_{m2} , con base en las ecuaciones siguientes:

$$W'_{m1} = \gamma_m \cdot B_1 \cdot H_f \quad (\text{eq. 7.3.7})$$

$$W'_{m2} = \gamma_m \cdot \left(\frac{(B - B_1) \cdot H_f}{2} \right) \quad (\text{eq. 7.3.8})$$

$$W'_{\text{total}} = W'_{m1} + W'_{m2} \quad (\text{eq. 7.3.9})$$

Para nuestro ejemplo resulta:

$$W'_{m1} = 20.0 \cdot 0.60 \cdot 7.20 = 86.40 \text{ kN} / \text{m}$$

$$W'_{m2} = 20.0 \cdot \left(\frac{(6.00 - 0.60) \cdot 7.20}{2} \right) = 388.80 \text{ kN} / \text{m}$$

$$W'_{\text{total}} = 86.40 + 388.80 = 475.20 \text{ kN} / \text{m}$$

PASO 5. REVISIÓN DEL VOLTEO DEL MURO.

En la figura 7.3.3 se muestran el sistema de fuerzas que actúan sobre el muro, con base en ellas se debe determinar el equilibrio, de tal manera que los momentos actuantes generados por los empujes deben ser contrarrestados por las fuerzas gravitacionales del peso propio del muro y del peso del relleno que actúa sobre él, en particular se debe satisfacer que la relación entre el momento resistente $M_{\text{resistente}}$ y el momento actuante M_{actuante} debe ser mayor a un factor de seguridad igual a 1.5, como se muestra en la ecuación siguiente:

$$\frac{M_{\text{resistente}}}{M_{\text{actuante}}} \geq 1.5 \quad (\text{eq. 7.3.10})$$

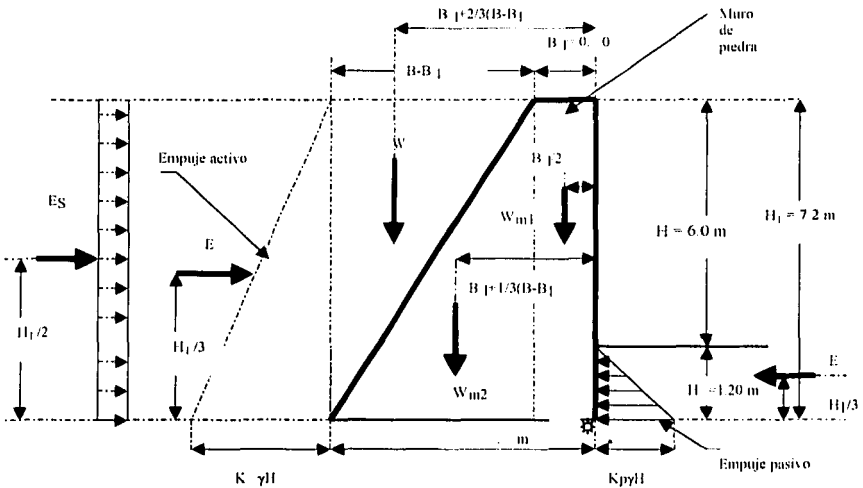


Figura 7.3.3 Sistema de fuerzas actuantes en el muro

Los momentos actuantes $M_{actuante}$, generados por las fuerzas de empuje y los momentos resistentes, $M_{resistente}$, producidos por fuerzas gravitacionales, se calculan aplicando momentos estáticos respecto al punto A, indicado en la figura 7.3.3, donde también se indican los brazos correspondientes para calcular el par resultante, como se indica en las ecuaciones siguientes:

$$M_{actuante} = E_A \cdot \left(\frac{H_T}{3}\right) - E_P \cdot \left(\frac{H_1}{3}\right) + E_{sc} \left(\frac{H_T}{2}\right) \quad (\text{eq 7.3.11})$$

$$M_{resistente} = W_{m1} \left(\frac{B_1}{2}\right) + W_{m2} \left(B_1 + \frac{(B - B_1)}{3}\right) + W_R \left(B_1 + \left(\frac{2(B - B_1)}{3}\right)\right) \quad (\text{eq 7.3.12})$$

Aplicando los datos del ejemplo a esas ecuaciones se tienen los resultados siguientes:

$$M_{actante} = 160.70 \cdot \left(\frac{7.20}{3}\right) - 30.52 \left(\frac{1.20}{3}\right) + 22.32 \cdot \left(\frac{7.20}{2}\right) = 453.82 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$$

$$M_{resistente} = 86.4 \left(\frac{0.60}{2}\right) + 388.8 \left(0.6 + \left(\frac{6.0-0.6}{3}\right)\right) + 388.8 \left(0.6 + \left(\frac{6.0-0.6}{3}\right)\right) = 1892.2 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$$

$$\frac{M_{resistente}}{M_{actante}} = \frac{1892.2}{453.82} = 4.17 \phi 1.5$$

Por lo tanto se cumple la condición de volteo.

PASO 6. RESISTENCIA POR DESLIZAMIENTO.

El deslizamiento producido por el empuje activo debe ser equilibrado por el empuje pasivo y la fricción que se presenta en la interfase entre la base del muro y el suelo, por lo cual se debe garantizar un factor de seguridad para deslizamiento FSD mínimo de 1.5, por lo tanto se debe cumplir la ecuación siguiente:

$$FSD_{permisible} = \frac{\mu \cdot (W_{m1} + W_{m2} + W_R) + E_p}{E_A + E_{sc}} \quad (\text{eq. 7.3.13})$$

donde:

$\mu = 0.50$ es el coeficiente de fricción medido para la interfase entre el suelo y el muro de piedra.

Para nuestro ejemplo resulta:

$$FSD_{permisible} = \frac{0.50(86.40 + 388.8 + 388.8) + 30.52}{160.70 + 22.32} = 2.45 \geq 1.5$$

Por lo tanto se cumple con la condición por deslizamiento.

PASO 7. REVISIÓN DE ESFUERZOS EN EL TERRENO.

Otro aspecto importante en el diseño de un muro de contención es de evitar la falla del suelo provocada por los esfuerzos cortantes inducidos por la carga aplicada y a su vez limitar los asentamientos a valores tolerables para la estructura.

La carga admisible en el terreno Q_a ante la falla por esfuerzos cortantes se obtiene a partir de la capacidad de carga última Q_u (carga límite de falla a punto de colapso), afectada por un factor de seguridad FS, según la siguiente ecuación.

$$a = \frac{u}{FS} \quad (\text{eq. 7.3.14})$$

El factor de seguridad FS varía entre 2 y 3, mientras mayor sea este factor más lejos se estará de la falla o colapso de la cimentación y los asentamientos estarán dentro de límites tolerables, en caso contrario debe elegirse otra forma o dimensión en la base del muro para satisfacer este requisito.

La capacidad de carga admisible se obtiene a partir de las propiedades mecánicas del suelo de cimentación, obtenidas mediante sondeos y pruebas de muestras del terreno y aplicando las hipótesis desarrolladas por Prandtl y K. Terzaghi.

Para efectos prácticos en nuestro ejemplo se considera una carga admisible $Q_a = 250.0 \text{ kN/m}^2$.

En el muro de contención la distribución de esfuerzos en el suelo de cimentación puede presentar los tipos de configuración que se muestran en la figura 7.3.4, y en cada uno de ellos se debe satisfacer que los esfuerzos máximos calculados con la fórmula de la escuadría no se excedan la carga admisible, como se muestra en la siguiente ecuación:

$$\frac{Total}{A} + \frac{R}{S} \pm \frac{M_{excitante}}{S} \leq a \quad (\text{eq.7.3.15})$$

donde:

$A = B \cdot l =$ área de desplante en el muro.

$S = \frac{B^2}{6} \cdot l =$ modulo de sección de la base del muro.

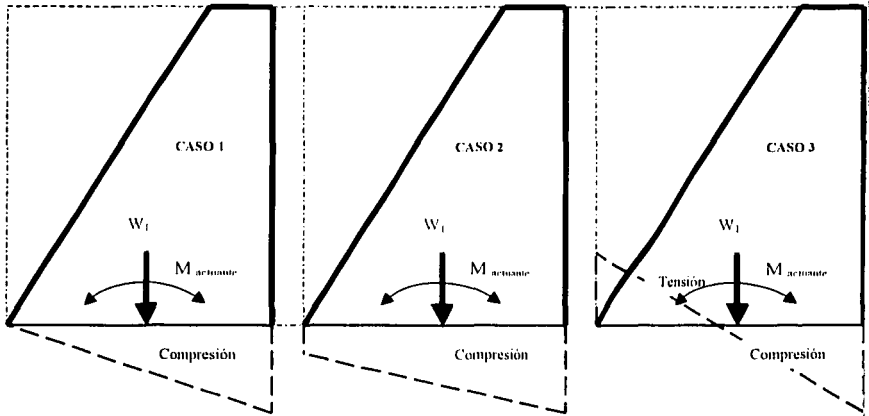


Figura 7.3.4 Distribución de esfuerzos en el suelo

En el caso particular del caso 3 la ecuación de la escuadría no es aplicable, debido a que no se deben transmitir esfuerzos de tensión al suelo de cimentación, en este caso se tienen que cumplir las condiciones siguientes:

$$ex = \frac{M_{actuante}}{W_T} \quad (\text{eq. 7.3.16})$$

$$\bar{X} = \frac{M_{resistente}}{W_T} \quad (\text{eq. 7.3.17})$$

$$q_{actuante} = \frac{2W_T}{3(\bar{X} - ex)} \leq Q_u \quad (\text{eq. 7.3.18})$$

donde:

- e es la excentricidad de la carga.
- Brazo de palanca de la carga.

$$W_T = W_{total} + W_R$$

$q_{excentric}$ = carga máxima debida a la excentricidad.

En la figura 7.3.5 se muestra el criterio para calcular la carga máxima debida a excentricidad con la cual se debe cumplir para no generar esfuerzos de tensión en el terreno de desplante.

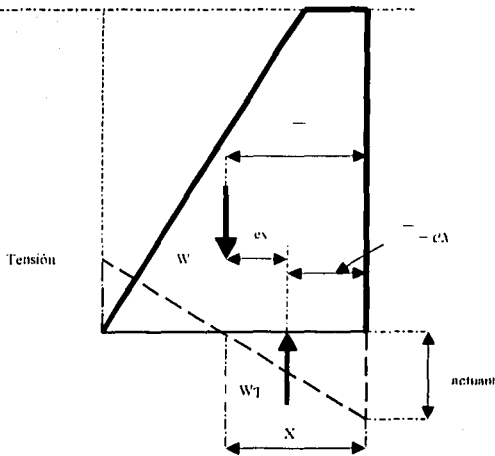


Figura 7.3.5 Cálculo de carga máxima para limitar esfuerzos de tensión

Aplicando las expresiones anteriores al ejemplo obtenemos:

$$A = 6,0 \cdot 1 = 6,0m^2$$

$$S = \frac{6.0^2}{6} \cdot 1 = 6.0 \text{ m}^2$$

$$\frac{W_{\text{talud}} + W_R}{A} \pm \frac{M_{\text{excavante}}}{S} = \frac{475.2 + 388.8}{6.0} \pm \frac{453.82}{6} = 144.0 \pm 75.6 = (+219.6) \leq 250 \text{ kN/m}^2$$

Se cumplen las condiciones de esfuerzo máximo en el terreno y no se generan esfuerzos de tensión, por lo tanto las dimensiones propuestas del muro son las requeridas por diseño.

En la figura 7.3.6, se muestra la configuración geométrica final del muro de contención de mampostería, los rellenos, cortes y excavación necesarios.

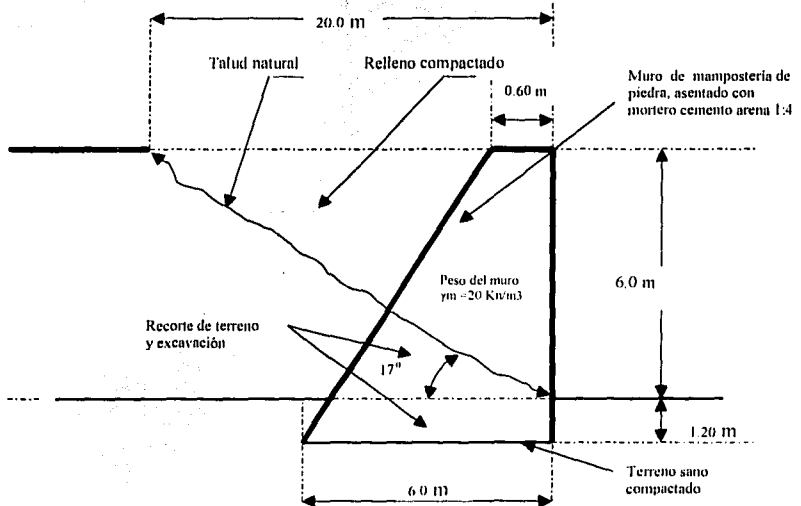


Figura 7.3.6 Geometría final del muro de contención de mampostería

7.4. ANALISIS COMPARATIVO.

Con base en el dimensionamiento final obtenido para el talud reforzado con geosintéticos y para el muro de contención de mampostería, se puede realizar un análisis del costo y tiempo requerido en ambas alternativas, para de esa manera determinar las posibles ventajas del uso de geosintéticos.

Los resultados de cuantificación permiten obtener los catálogos de conceptos que se muestran en las tablas 7.4.1, para el muro con refuerzo de geosintéticos y en la tabla 7.4.2 para el muro de contención de mampostería, en ambas alternativas se aplican los costos unitarios correspondientes, los cuales se obtienen con un análisis de precios unitarios como los indicados en las tablas 7.4.3 y 7.4.4.

Aplicando determinados rendimientos estimados a cada uno de las actividades de ambas soluciones se obtuvieron los programas de obra que se muestran en las tablas 7.4.5 y 7.4.6.

Como resultado se puede observar que la solución con refuerzo a base de geosintéticos implica un ahorro en costo del 32% y un ahorro en tiempo del orden de 10%, aunado a que el procedimiento constructivo con geosintéticos implica menores riesgos dado que no se requiere de mano especializada, no ocupa de andamios, ni requiere de protecciones especiales para seguridad. mismas que si se requieren en la construcción de un muro de mampostería de piedra cuando las alturas de contención elevadas.

Por lo anterior se considera que es factible la utilización de los materiales geosintéticos, dado que existe una reducción importante en costo y tiempo, sin embargo, es necesario mencionar que su uso esta condicionado al análisis, revisión y aprobación de diseño por parte de ingenieros especialistas y con experiencia en estos materiales, es además necesario disponer de información técnica de los materiales existentes en mercado, con disposición de pruebas y especificaciones por parte de las empresas fabricantes y las distribuidoras de estos materiales.

Usos y Aplicación de los Geosintéticos en el Campo de la Ingeniería Civil

Capítulo 7 Ejemplo numérico y análisis comparativo

TABLA 7.4.I CATALOGO DE CONCEPTOS SOLUCION PARA MURO REFORZADO CON GEOTEXILES

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
A-01	TRAZO Y NIVELACION DE AREA TERRAPLEN INCLUYE MATERIALES LLEVE DISPERSION ACARRIO HASTA EL LUGAR DE SU UTILIZACION LOCALIZACION GENERAL ALDEACRUE DIVIEN CONSTRUCCION DE BANCOS DE NIVEL. BARRERAS DEBIDA Y RETIRO DE SOBRESANTES FUERA DE OBRA. EQUIPO DE BARRAMENTA Y MANO DE OBRA	M2	1,000.00	\$4.75	\$4,750.00
A-02	EXCAVACION Y RECALZO EN ZANCA MILIMETRO EN BANCO INCLUYE TRAZO ALDE DE TALUD RETIRO DEL MATERIAL TRASPALLOS EN SU CASO DE BARRAMENTA MAQUINARIA Y MANO DE OBRA A MAQUINA EN MATERIAL CLASE "C" DE 0.075 A 2.00 M DE PROFUNDIDAD CON ALTO DE FONDO	M3	300.00	\$77.00	\$60,300.00
A-03	RETIRO COMPACTADO POR MEDIO DE ARDOR EN CATA MEDIO DE SITIO DE COLOCACION INCLUYE MATERIALES LLEVE DISPERSION TRAZO Y NIVEL DE MATERIAL COMPACTACION EN CAPAS DE 20 CM EN AL 90% PROCTOR PROTEJA ACARRIO HORRIL BARRAMENTA EQUIPO Y MANO DE OBRA	M3	300.00	\$51.00	\$42,300.00
A-04	CON MATERIAL DE BANCO LIMPIO INERTI TRAZO FUERA DE LA OBRA AUTORIZADO POR VIALMENTE	M3	11,400.00	\$18.93	\$2,096,802.00
A-05	SUMINISTRO Y COLOCACION DE MALLA GEOSINTETICA PARA REFORZO DE SUELO COLOCADO EN CAPAS SEGUN PROYECTO INCLUYE MATERIALES LLEVE A OBRA DISPERSION ACARRIO HASTA EL LUGAR DE SU UTILIZACION TRAZO NIVELACION ANCLAJE CUBRERA HORIZONTAL A BASE DE VARILLA SOLDADA Y TABLA DE MADERA CONECTADA A MARCO DE METAL RECORTES HENDIDOS TRANSVERSAL ANCLAJE DE ACERO EN FORMA DE "U" LIMPIEZA Y RETIRO DE SOBRESANTES FUERA DE OBRA DE BARRAMENTA Y EQUIPO MANO DE OBRA	M2	12,800.50	\$155.00	\$1,997,407.50
A-06	SUMINISTRO Y COLOCACION DE GEOSTRERA PARA PROTECCION DE EROSION DEL TALUD COLOCADO SEGUN PROYECTO INCLUYE MATERIALES LLEVE A OBRA DISPERSION ACARRIO HASTA EL LUGAR DE SU UTILIZACION TRAZO NIVELACION DESPLAZO ANCLAJE CON ANCLAJE DE ACERO EN FORMA DE "U" LIMPIEZA Y RETIRO DE SOBRESANTES FUERA DE OBRA DE BARRAMENTA Y EQUIPO MANO DE OBRA	M2	1,500.00	\$164.00	\$246,000.00
A-07	SUMINISTRO Y COLOCACION DE GEORREJESADO PARA CUBRIR EL RETRO TRAS EL TALUD DE TIERRAS COLOCADO SEGUN PROYECTO INCLUYE MATERIALES LLEVE A OBRA DISPERSION ACARRIO HASTA EL LUGAR DE SU UTILIZACION TRAZO NIVELACION DESPLAZO ANCLAJE CON ANCLAJE DE ACERO EN FORMA DE "U" LIMPIEZA Y RETIRO DE SOBRESANTES FUERA DE OBRA DE BARRAMENTA Y EQUIPO MANO DE OBRA	M2	1,500.00	\$224.00	\$336,000.00
A-08	SUMINISTRO Y COLOCACION DE DRENAL A BASE DE TUBO DE ALUMBRADO ALDEA CARA HORIZAL EL TUBO COLOCADO SEGUN PROYECTO INCLUYE MATERIALES LLEVE A OBRA DISPERSION ACARRIO HASTA EL LUGAR DE SU UTILIZACION TRAZO NIVELACION LIMPIEZA Y RETIRO DE SOBRESANTES FUERA DE OBRA DE BARRAMENTA Y EQUIPO MANO DE OBRA	MU	200.00	\$150.00	\$30,000.00
A-09	SUMINISTRO Y COLOCACION DE HIDROMANIFOLD EN LA CARA DEL TALUD COLOCANDO SIMILAN DE PASTO HACIA DENTRO DE LA GEOSTRERA INCLUYE MATERIALES LLEVE A OBRA DISPERSION ACARRIO HASTA EL LUGAR DE SU UTILIZACION LIMPIEZA Y RETIRO DE SOBRESANTES FUERA DE OBRA DE BARRAMENTA Y EQUIPO MANO DE OBRA	M2	1,200.00	\$60.00	\$72,000.00
				TOTAL	\$4,985,459.50

TABLA 7.4.2 CATALOGO DE CONCEPTOS SOLUCION PARA MURO DE CONTENCIÓN DE PIEDRA

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
10-01	TRAZO Y SIVTELACION DE ARI A LIBRABE INCLUYE MATERIALES TIELE DESPERDIO ACABRO HASTA EL TIPOAR DE SIVTELACION LOCALIZACION DE BOCAL APLICACION NIVEL DE CONSTRUCCION DE TRABAJOS DE NIVEL MODERNA LIMPIZA Y RETIRO DE SOBRESANTES FUERA DE OBRA EQUIPO HERRAMIENTA Y MANO DE OBRA	M2	1 200.00	\$4.75	\$5 700.00
10-02	EXCAVACION Y CORTE EN ZANJA MEDIO DE BACIO INCLUYE TRAZO ARI DE TIPO DE BOCAL SIVTELACION TRANSPORTACION MOCASO HERRAMIENTA MAQUINARIA Y MANO DE OBRA A MAQUINA EN MANO DE OBRA DE 0.00 A 2.00 M DE PROFUNDIDAD CON AJE DE 1.00 M	M3	2 340.00	\$77.00	\$184 780.00
10-03	RETIRO COMPACTADO POR MEDIO MECANICO EN CADA MEDIO EN SITIO DE COLOCACION INCLUYE MATERIALES TIELE DESPERDIO TRAZO DESPERDIO DE MATERIAL COMPACTACION EN CAPAS DE 20 CMS AL 90% PROCTOR PROBAS ACABRO FUERE HERRAMIENTA EQUIPO Y MANO DE OBRA	M3	2 140.00	\$53.00	\$113 420.00
10-04	CON MATERIAL DE BOCAL RETIRO DE TRAZO FUERA DE LA OBRA APLICACION SIVTELACION	M3	7 060.00	\$18.93	\$1 327 117.80
10-05	MURO DE CONTENCIÓN DE MAMPUESTA A BASE DE PIEDRA DE LA REGION INCLUYE MATERIALES TIELE A OBRA DE SIVTELACION ACABRO HASTA EL TIPOAR DE SIVTELACION TRAZO NIVELACION PROYECTO INCLUYE MATERIALES TIELE A OBRA DE SIVTELACION ACABRO HASTA EL TIPOAR DE SIVTELACION TRAZO NIVELACION LOCALIZACION DE BOCAL APLICACION DE MORTERO COLOCACION DE MAMPUESTA Y RETIRO DE SOBRESANTES FUERA DE OBRA HERRAMIENTA Y EQUIPO MANO DE OBRA	M2	4 752.00	\$993.02	\$4 723 107.84
10-06	SUMINISTRO Y COLOCACION DE BOCAL A BASE DE TUBO DE ALFANAL MEDIO CADA BOCAL TIENE COLOCADO SEGUN PROYECTO INCLUYE MATERIALES TIELE A OBRA DE SIVTELACION ACABRO HASTA EL TIPOAR DE SIVTELACION TRAZO NIVELACION LIMPIZA Y RETIRO DE SOBRESANTES FUERA DE OBRA HERRAMIENTA Y EQUIPO MANO DE OBRA	ML	200.00	\$350.00	\$70 000.00
10-07	SUMINISTRO Y COLOCACION DE TIPO DE ARENA Y GRAVA ATRAS DEL MURO DE PIEDRA DE BOCAL DE SIVTELACION COLOCACION SEGUN PROYECTO INCLUYE MATERIALES TIELE A OBRA DE SIVTELACION ACABRO HASTA EL TIPOAR DE SIVTELACION LIMPIZA Y RETIRO DE SOBRESANTES FUERA DE OBRA HERRAMIENTA Y EQUIPO MANO DE OBRA	M3	360.00	\$80.00	\$28 800.00
10-08	SUMINISTRO Y COLOCACION DE BOCAL A BASE DE TUBOS DE ALFANAL ATRÁS DEL MURO DE PIEDRA DE BOCAL TIENE DE GRAVA Y ARENA COLOCADO AL TRES DORTO EN TRABOS DE 1.5 M SEGUN PROYECTO INCLUYE MATERIALES TIELE A OBRA DE SIVTELACION ACABRO HASTA EL TIPOAR DE SIVTELACION LIMPIZA Y RETIRO DE SOBRESANTES FUERA DE OBRA HERRAMIENTA Y EQUIPO MANO DE OBRA	ML	1 600.00	\$55.00	\$88 000.00
				TOTAL	\$6 528 925.64

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

TABLA 7.4.3 ANALISIS DE PRECIO UNITARIO (RELLENO COMPACTADO)

RELLENO COMPACTADO AL 90 % PROCTOR, POR MEDIO MECANICO EN CAPAS DE 20 CM INCLUYE INCORPORACION DE AGUA, MATERIALES, DESPERDICIOS, ACARREOS, EXTENDIDO, PAPEO DE SOBRETAMIAÑOS, COMPACTADO CON EQUIPO RODILLO MECANICO, MANO DE OBRA Y HERRAM

MATERIALES

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	COSTO U	CANTIDAD	IMPORTE
MATEPEI	TEPETATE	M3	70 00	1.2000	84 00
MAAGUAI	AGUA EN PIPA	M3	40 00	0.2000	8 00
Subtotal de Materiales					92 00

MANO DE OBRA

OMPEON	PEON	JOR	162 00	0.2222	36 00
OMCABO	CABO DE OFICIOS	JOR	324 00	0.0222	7 19
Subtotal de Mano de Obra					43 19

MAQUINARIA Y HERRAMIENTA

EQPR8	RODILLO COMPACTADOR PR-8	HR	80 00	0.0625	5 00
HERRMEN	HERRAMIENTA	%	43 19	0.0300	1 30
Subtotal Equipo y Herramienta					6 30

Costo Directo					141 48
Indirectos y Utilidad	30 %		141 48	0.3000	42 45

Precio Unitario					\$ 183.93 M3
-----------------	--	--	--	--	--------------

Usos y Aplicación de los Geosintéticos en el Campo de la Ingeniería Civil

Capítulo 7 Ejemplo numérico y análisis comparativo

TABLA 7.4.4 ANALISIS DE PRECIO UNITARIO (MURO MAMPOSTERIA PIEDRA)

MURO DE CONTENCIÓN DE MAMPOSTERÍA A BASE DE PIEDRA BRAZA ASENTADO CON MORTERO EN PROPORCIÓN 1 4, CON UNA CARA ACABADO APARENTE, HASTA 6 M DE ALTURA, INCLUYE MATERIALES DESPERDICIOS, ACARREOS, ANDAMIOS, MANO DE OBRA Y HERRAMIENTA.

MATERIALES

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	COSTO U	CANTIDAD	IMPORTE
MAPIEB1	PIEDRA BRAZA	M3	110 00	1 3500	148 50
BASMO14	MORTERO CEMENTO-ARENA 1:4	M3	830 00	0 3500	290 50
	MADERA DE PINO DE 3"	P.T	7 00	4 0000	28 60
	CLAVO DE 4		0 05	7 5000	0 38
		S	M		467 38

MANO DE OBRA

OMO ALI	O ICIAL ALBA IL	OR	277 71	0 5743	159 49
OMPEON	PEON	OR	162 00	0 5743	93 04
OMCABO	CABO DE O ICIOS	OR	324 00	0 1111	36 00
		S	M	O	288 52

MANTENIMIENTO Y HERRAMIENTA

HIERMEN	HERRAMIENTA		288 52	0 03	8 66
---------	-------------	--	--------	------	------

C	D				764 55
---	---	--	--	--	--------

I	U	30	764 55	0 3000	229 37
---	---	----	--------	--------	--------

Precio Unitario		S	993 92	M3	
-----------------	--	---	--------	----	--

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

TABLA 7.4.6 PROGRAMA DE TRABAJOS PARA MURO DE CONTENCIÓN DE MAMPOSTERÍA					
CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	RENDIMIENTO /JORNADA	DURACION-MESES	PROGRAMA DE EJECUCION DE LOS TRABAJOS (MESES)
TRAZO Y NIVELACION	M2	1,200.00	50.00	0.10	
EXCAVACION Y CORTE	M3	2,140.00	4.00	2.24	
RETIENSO COMPACTADO					
CONSUMO MATERIAL DE EXCAVACION	M3	2,140.00	4.50	1.98	
CONSUMO MATERIAL DE BANCO	M3	7,460.00	4.50	6.91	
MEDIO DE CONSTRUCCION MAMPOSTERIA	M3	4,752.00	1.00	11.00	
CONEXIONES DE DRENAJE	ML	200.00	5.00	1.67	
CONEXIONES DE FILTRO DE GRASA	M3	1,800.00	5.00	1.00	
CONEXIONES DE DRENE	ML	1,640.00	5.00	2.67	
			TOTAL	25.22	

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

243-1

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En relación al empleo de los materiales geosintéticos se puede concluir que es factible su utilización en el desarrollo de proyectos y obras de ingeniería, como elementos de separación, refuerzo, filtro, drenaje e impermeabilización y en base a sus propiedades físicas de resistencia, deformación y durabilidad.

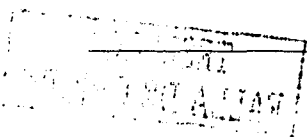
Es posible afirmar que actualmente existen algunos métodos y técnicas de diseño para el uso de estos materiales los cuales están basados en la práctica y en teorías básicas de mecánica de suelos e hidráulica así como en las hipótesis de equilibrio, sin embargo debe señalarse que sólo en los países industrializados se han podido establecer algunas normas y especificaciones de diseño en donde se obtienen resultados conservadores aplicando factores de seguridad muy altos que toman en cuenta la variación en la calidad, resistencia de los materiales y la incertidumbre que existe en el funcionamiento de interacción de los geosintéticos con el suelo y los flujos de agua.

Es un hecho que en el mercado de los geosintéticos se ha registrado un incremento gradual en varios países y se espera que en México el uso y aplicación de ellos avance sustancialmente en los próximos años; solo será necesario prever como recomendaciones básicas el que se utilicen desarrollando un proyecto ejecutivo en el que se tomen en cuenta las características de la obra y las posibles aplicaciones de los geosintéticos, de acuerdo al uso, aplicación y a la función a que se refiera, basando los resultados del proyecto en especificaciones debidamente normalizadas con criterios racionales de diseño desechando aquellos productos que no disponen de pruebas físicas o que carecen de especificaciones técnicas calificadas por instituciones oficiales y de preferencia se debe verificar que los productos a utilizar estén precedidos de su aplicación en obras similares.

El ejemplo numérico incluido en el último capítulo nos confirma que es posible obtener diseños de las estructuras de Ingeniería aplicando los materiales geosintéticos y nos muestra que las características de estos materiales son un recurso disponible que debe aprovecharse en mayor grado, promoviendo su uso y aplicación de manera que las técnicas de diseño y dimensionamiento sean determinadas cada vez con mayor precisión.

Los geosintéticos tienen un amplio futuro en la Ingeniería Geotécnica, Hidráulica, Ambiental y de Transportes, su aplicación en la solución de los problemas cotidianos es cada vez más frecuente. Aunque existen discrepancias acerca de la durabilidad y del comportamiento a largo plazo de estos productos, los geosintéticos actuales y los que se desarrollen en el futuro, serán mejorados y cumplirán en forma más adecuada sus funciones específicas.

Por otro lado se considera conveniente que las instituciones educativas intensifiquen sus programas de estudio e investigación, en relación a los materiales geosintéticos, con la finalidad de difundir y aprovechar las características y ventajas que estos materiales proporcionan, ya que estos presentan una serie de ventajas en costo y tiempo.



BIBLIOGRAFÍA:

1. Murillo F. Rodrigo, Simposium sobre geosintéticos, Memorias del simposium realizado en Julio de 1999, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (SMMS).
2. García López Manuel, Introducción al diseño de obras civiles con geosintéticos, Sistemas de Impermeabilización de Rellenos con Geosintéticos, 1993, Escuela Colombiana de Ingeniería.
3. Hernández González Olga, Aspectos fundamentales sobre los geosintéticos, geotextiles y geomembranas, Tesis, 2001, Facultad de Ingeniería, UNAM.
4. Guía rápida de geosintéticos, Tenax International Geosynthetics División.
5. Folleto, Vertedores (PVC/PEAD), empresa PYN S.A. de C.V.
6. Geosintéticos (Geotextiles), Tecnología entre suelos, Grupo Expansión, Revista No 347, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, 2001.
7. Revista GFR, Geotechnical Fabrics Report, Edición especial 2000.
8. Revista Rutas, Aplicaciones de geotextiles en canales, Deposito para lliquidos y vertedores de residuos, Asociación de fabricantes y Comercializadores de Geotextiles. Instituto del Cemento y del Concreto (IMCC). 1990.
9. Erosión y transporte de sedimentos, UNESCO, www.unesco.org.
10. Erosión, Maccaferri Inc, (USA), www.maccaferri-usa.com.
11. Notas Técnicas No. 1, Funciones de los geosintéticos, AMOCO, Geotextiles www.geotextiles.com.
12. Materiales usados en la fabricación de geotextiles, Asociación de Materiales Geosintéticos (GMA), México, División Geotextiles y Geomembranas, www.gmanow.com.
13. Step Reinforced Slopes, Pietro Rimoldi, Tenax International Geosynthetics División, www.tenax.net.
14. Reinforced Soil Retaining Walls, Filippo Montanelli, Tenax International Geosynthetics. División, www.tenax.net.
15. Canales de tierra y bordos para Conducción de agua, Tenax International B.V. Geosynthetics División, www.tenax.net.

16. Control de Erosión , Tenax Geosintéticos. www.tenax.net.
17. Geotubos, Geobolsas, Geocontenedores, Corporación Argentina Tecnología Ingeniería Civil e Hidráulica, www.catl.ar.
18. Muros de bolsacreto, Constructora ONIX S.A. www.geosinteticos.com.
19. Uso de geomembranas en la agricultura, PYN S.A. de C. V., www.geosinteticos.com.
20. Cubiertas para estanques agrícolas, Reportaje de Geomembranas, www.poly-flex.com.
21. Canales, lagos artificiales y estanques impermeables, Tenax International Geosynthetics Divison, www.tenax.net.
22. Diseño de balsas y embalses para riego utilizando lámina de pvc, ALKOR DRAKA IBERICA S.A., www.alkor.es.
23. Plantas de depuración de las aguas residuales, Reportaje de geomembranas, www.poly-flex.com.
24. Impermeabilización con geomembrana de pvc, ALKORPLAN, www.alkor.es.
25. Plantas de depuración de aguas residuales, Reportaje de Geomeembranas, www.poly-flex.com.
26. Técnica de reparación de Canales, ALKOR DRAKA IBERICA S. A., www.alkor.es.
27. Láminas de pvc en la agricultura y en la construcción de embalses de riego, ALKOR DRAKA IBERICA S.A., www.alkor.es.
28. Sistemas de drenaje horizontal y vertical con geocompuestos, Maccaferri Inc. (USA), www.maccaferri-usa.com.
29. Estabilización de cargas, Tenax International Geosynthetics Divison, www.tenax.net.
30. Geocompuesto vrd, Tenax International Geosynthetics Divison, www.tenax.net.
31. Tuberías corrugadas de HDPE, Steel Dragon Enterprise Co., www.steel-dragon.com.
32. Diccionario del agua, www.aguamarket.com.
33. Jornadas técnicas sobre geomembranas y tuberías, Centro Nacional de Tecnologías y Regadíos, Madrid, Septiembre de 2000, www.cepla.com.
34. Geotextiles no tejidos agujados en la impermeabilización de embalses, Centro Nacional de Tecnologías y Regadíos, Madrid, Septiembre de 2000, www.cepla.com.
35. Relleno sanitario en Yucatán, Mérida, Ingenieros Civiles Asociados (ICA), www.fundación-ica.org.mx.
36. Folleto sobre geomembranas. Steel Dragon Enterprise Co., www.steel-dragon.com.

37. Relleno sanitario, Maccaferri Inc. (USA), www.maccaferri-usa.com.
38. Geomembranas, Geosintéticos Geoforf, www.geosinteticosgeofort.com.
39. Materiales usados en la fabricación de geotextiles, Asociación de Materiales Geosintéticos (GMA), México, División Geotextiles y Geomembranas, www.gmanow.com
40. Annual Book of ASTM Standars Vol. 04.09 Soil and Rock (II): D 4943-latest Geosynthetics.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

GLOSARIO.

- BALASTO.

Capa de grava o piedra machacada que se tiende sobre el terraplén de los ferrocarriles para asentar y sujetar sobre ella las traveses de madera, o bien aquella que se extiende en la base de carreteras para colocar el pavimento.

- BIOESTERA.

Estructura formada por fibras naturales, confinada por una malla hecha con polímeros.

- CALANDREO.

Procedimiento mecánico con rodillos giratorios por medio de calor, compresión y estiramiento para generar lienzos.

- COHESION.

Propiedad de los suelos para mantener la unión entre sus moléculas.

- COLMATACION.

Proceso por el cual se saturan o taponan los diferentes estratos de un filtro.

- EXTRUSION.

Procedimiento para dar forma a una masa metálica o plástica, haciéndola salir por una abertura especialmente dispuesta.

- GEOSINTETICO.

Material sintético manufacturado en forma de lienzo, tira o membrana.

- GEOTEXTIL.

Material textil permeable hecho de polímero, en forma de lienzo tejido o no tejido.

- GEOMEMBRANA.

Material sintético, bituminoso o bentonítico, esencialmente impermeable manufacturado en forma de lienzo.

- GEOMALLA.

Estructura de polímero unidireccional o bidireccional, elementos conectados por extrusión, amarres o entrelazados.

- GEORED.

Estructura de polímero formada por costillas sobrepuestas y conectadas íntegramente formando



un lienzo.

- GEOESTERA.

Estructura compuesta formada de dos o mas capas superpuesta de mallas de polímeros. con una capa corruga mecánicamente.

- GEOCELDA.

Estructura de polímero en forma celular, semejante a un panal formado por tiras conectadas por extrusión o adhesión.

- GEOCOMPUESTO.

Ensamble de dos o mas materiales poliméricos manufacturados en forma de lienzo.

- POLIMERIZACIÓN.

Reacción química en la que dos o mas moléculas se combinan para formar otra en la que se repiten unidades estructurales de las primitivas y su misma composición porcentual cuando estas son iguales, Proceso químico por medio del cual se logra la combinación de moléculas de plástico y productos derivados del petróleo.

- POLIMERO.

Compuesto químico natural o sintético formado por polimerización

- SUSTRATO.

Porción de terreno que se ubica por debajo del que se considera.

- TUBIFICACION.

Proceso mediante el cual se desarrolla un filtro estable después de la circulación de fluidos en estratos de suelo o filtros.